

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

* * * * *
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

X. JAHRGANG 1913.

No. 7.

Pumpwerk der alten Emscher.

Vortrag von Ob.-Ing. Ernst Mautner der Fa. Dücker & Co. in Düsseldorf,
gehalten auf der XVI. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ zu Berlin 1913. (Schluß.)



eber der Grundplatte baut sich das Bauwerk als kreisförmiger Zylinder von etwa 13 m Höhe und 41 m Durchmesser auf und stellt so auch gleich die günstigste Gestalt zur Aufnahme des äußeren, ziemlich beträchtlichen Wasserdruckes dar, da die Wassersäule fast bis zur Hälfte des Aufbaues reicht. (Vergl. Abbildung 1 in

No. 6). Um die sich darüber spannende große Kuppel gegen die möglichen seitlichen Bodenbewegungen zu sichern, sind auch die Wände kräftig armiert. Rechnungsmäßig lassen sich die etwaigen Deformationen natürlich kaum fassen. Wie Abbildg. 5 S. 50 zeigt, ist in die Wand unten am Fuß ein kräftiger Ring aus 14 Stück 30 mm starken Rundeseisen eingelegt, dann unmittelbar über der Galerie und in der Höhe der Kranbahn ebenfalls ein solcher, und dazu kommt dann noch natürlich der eigentliche Kuppelfußring oben im Hauptgesims. Zwischen diesen wagrechten Ringen sind kräftige lotrechte Armierungseisen über den ganzen Umfang in Abständen von 20 cm verteilt und diese sind wieder durch wagrechte Eisen, ebenfalls in 20 cm Abstand, versteift, die über die ganze Höhe der Umfassungswand reichen. Die Wand bildet so nicht nur einen gegen Zug und auch Druck vollständig widerstandsfähigen geschlossenen Ring, sondern kann, vermöge der vorgesehenen Bewehrung, auf kürzere Spannweiten als gekrümmter Träger, sogenannter Balkenträger, sich frei tragen, falls entgegen den Angaben der Bergleute doch Teile der Sohle streckenweise wegsacken sollten.

Unmittelbar über der Hochwasserlinie verläuft rings im Gebäude eine auf Konsolen ausgekragte Galerie, die zur Bedienung und zur Aufstellung verschiedener Behälter und Apparate für die Motoren und Pumpen dient. In Höhe dieser Galerie erfolgt der Eingang in das Pumpwerk durch einen Vorbau, unter welchem, ganz in das Hochwasser eingetaucht, eine Kammer für Akkumulatoren angeordnet ist. In 3,6 m Höhe über der Galerie läuft die Kranbahn rings um den Bau. Oberhalb und unterhalb der Kranbahn sor-

gen je 40 Fenster für die Belichtung des Innenraumes.

Den interessantesten Teil der Anlage bildet die Kuppel, die einen Durchmesser von 41 m, einen Stich von etwa 9 m und einen lichten Laternen-Durchmesser von 11,6 m besitzt. Mit ihrem Stich von beinahe $\frac{1}{5}$ ist sie zurzeit die flachste Kuppel von derartigen Abmessungen und hinsichtlich der Spannweite die zweitgrößte Eisenbetonkuppel (nach derjenigen der Breslauer Festhalle). Sie hat die für Eisenbeton-Kuppeln in der Regel verwendete Form der Rippen-Kuppel mit dazwischen gespannter Dachhaut, und zwar sind die Rippen (22 an der Zahl, regelmäßig verteilt) ziemlich dicht angeordnet, sodaß die Entfernung der Binder am Fußring nur etwa 6 m, am Laternenring rd. 2 m beträgt. Die Dachhaut ist, wie Abbildung 6 zeigt, am Fuß 12 cm, im Scheitel 8 cm stark, die Rippen haben eine gleichbleibende Höhe von 80 cm und nehmen in der Breite aus Gründen des besseren Aussehens von unten nach oben von 70 auf 45 cm ab; sie sind nach einem Korbbogen geformt.

Der Laternenring (vergl. Abbildg. 7, S. 50) ist im unteren, nicht durchbrochenen Teil 90 cm breit und 1,5 m hoch, während der obere bogenförmige Teil nur 80 cm breit ist und bis zur Oberkante 2,15 m mißt, sodaß die Höhe des ganzen Laternenringes 3,65 m beträgt. Die Laternen-Oeffnung ist durch ein Oberlicht abgeschlossen, dessen Tragwerk aus zwei Eisenbeton-Dreiecksbindern besteht, die sich gegen den Laternen-Ring stützen. Zwischen diese Binder spannen sich drei kreisförmig gebogene Eisenbetonpfetten. Auf diesen Pfetten stehen wieder kleine Eisenbetonsäulen, auf die sich ein zweiter kreisförmig gebogener Balken auflegt (vergl. Abbildung 8). Die zwischen kittlosen Sprossen verlegten Drahtglastafeln legen sich einerseits auf die Hauptpfetten, anderseits auf diese kleinen oberen Balken auf, wodurch lotrechte Fenster-Oeffnungen zwischen den einzelnen Oberlichttring-Flächen gebildet werden, die zur Entlüftung dienen und durch drehbare Klappen geschlossen werden können. Die massive Spitze des Oberlichtkegels trägt einen Blitzableiter.

Bei dem unzuverlässigen Baugrund war es nötig, für die Kuppelkonstruktion möglichst klare statische Verhältnisse zu schaffen. Deshalb hat Verfasser eine

zenden Bögen dar, deren mittlerer Teil durch den Laternenring ersetzt ist. Da die Rippen auf der verhältnismäßig dünnen Umfassungswand aufruhren, konnte die Annahme einer Einspannung am Auflager nicht gemacht werden, es mußte mit einer gelenkigen

Auflagerung gerechnet werden. Um die Ausführung auch in Einklang mit der Berechnung zu bringen, wurden, meines Wissens zum ersten Male bei einer Kuppelkonstruktion, auch wirklich gelenkige Auflager ausgebildet. Sie sind allerdings nur Wälzgelenke, ohne seitliche Bewegungsmöglichkeit. Durch Verschiebungen senkrecht auf die Rippen-Ebene werden also trotzdem noch bei halb-symmetrischen und wagrechten Belastungen allerdings nicht sehr bedeutende Torsionsspannungen hervorgerufen. Bei den meisten Kuppelkonstruktionen wird dieser Umstand vernachlässigt. Verfasser hat ihm dadurch Rechnung getragen, daß die Rippen in umschnúrtém Beton ausgeführt wurden, so daß sie auch Torsions-Beanspruchungen aufnehmen können. Durch die gelenkige Auflagerung der Rippen im Zugring ist außer der Vereinfachung der statischen Auflagerverhältnisse noch der Vorteil erreicht, daß bei etwaigen Setzungen der Auflager die Kuppel, bzw. jeder Rippenbogen für sich, sich in die neue Gleichgewichtslage einstellen kann, ohne die Nachbarrippen wesentlich zu beeinflussen. Es wird nur der Laternenring

Laternenring entsprechende Torsions-Belastungen erleiden und dadurch auch eine gewisse Rückwirkung auf die benachbarten angeschlossenen Rippen eintreten. Von den verschiedenen Berechnungsmethoden für solche Kuppelrippen erscheinen dem Verfasser zwei den wirklichen Verhältnissen am nächsten zu kommen. Bei beiden Annahmen wird die Rippe als Zweigelenk-Bogen aufgefaßt und der Laternenring dabei ersetzt durch ein durchgehendes Bogenstück. Bei dem ersten Rechnungs-

Bei dem ersten
Rechnungs-
Vorgang, wie
ihn Dr. Mar-
... wird

cus seinen Untersuchungen zugrunde gelegt hat, wird dieses Bogenscheitelstück als starr angenommen, d.h. die Formänderung des Schlußringes ist im Vergleich zu der der Rippen so gering, daß sie praktisch vernachlässigt werden kann. Dies führt zu wesentlichen Vereinfachungen in der Berechnung. Der Berechnungsgang selbst ist im „Armierten Beton“ und in der „Zeitschrift für Bauwesen“ veröffentlicht.

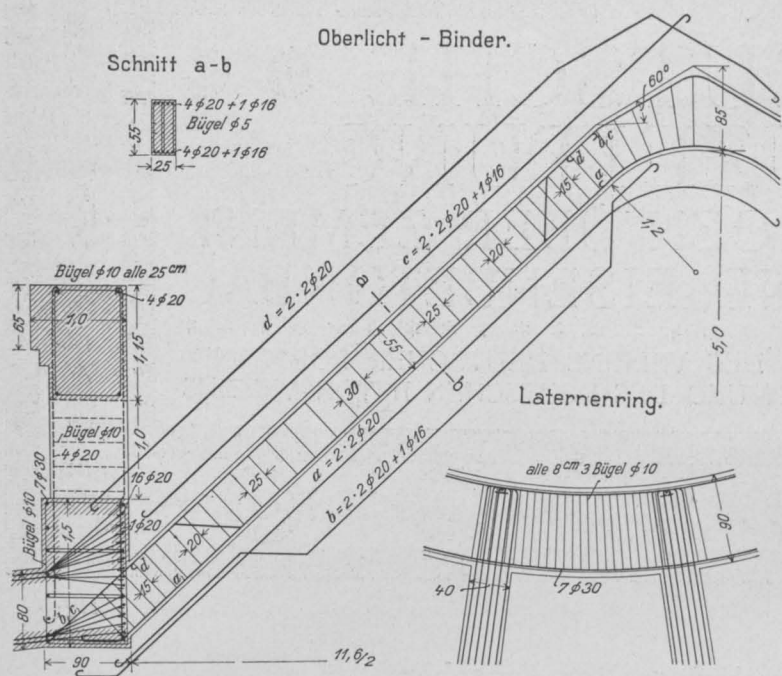


Abbildung 7. Konstruktion der Laternenbinder.

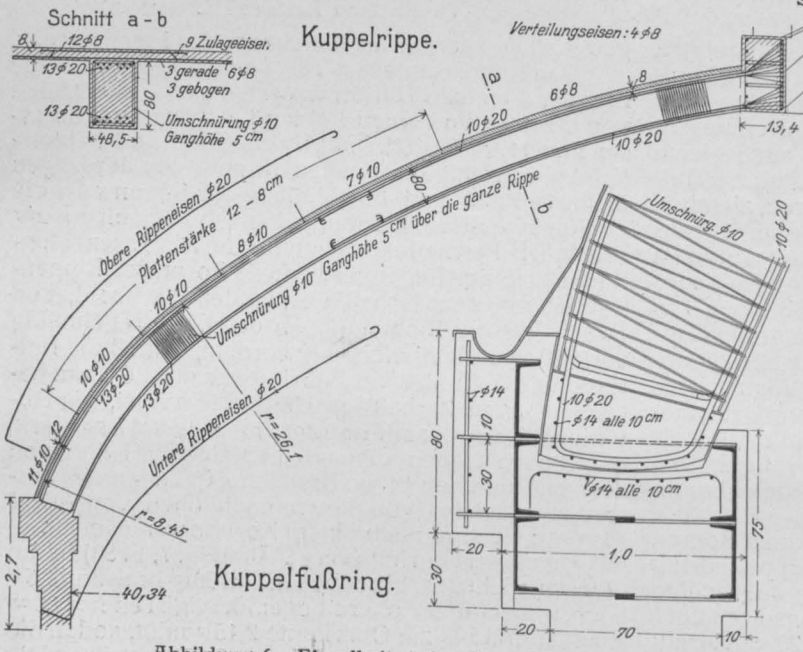


Abbildung 6. Einzelheiten der Kuppel-Ausbildung.

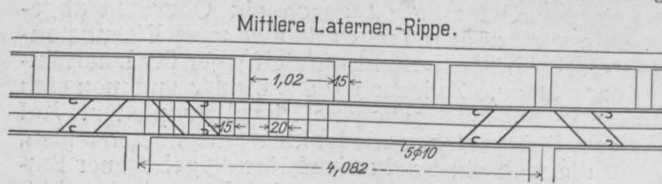


Abbildung 8. Ausbildung einer Laternenpfette.
(Vergleiche zu Abbildung 5—8 die Abbildung 1 in No. 6.)

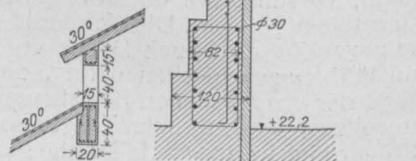


Abbildung 5.
Armierung der Wand

formationen des Auflagers sich gegenseitig beeinflussen können und dadurch wären unkontrollierbare Zusatzbeanspruchungen in die Nachbarrippen gekommen, was auf jeden Fall vermieden werden sollte. Durch die Dachhaut können solche Uebertragungen nicht stattfinden, da diese ohne statischen Zusammenhang mit den Rippen nachträglich hergestellt wurde.

Die Kuppel stellt also eine Schar von sich kreuz-

Es ist dann aber erforderlich, um sich Rechenschaft über die Brauchbarkeit der Berechnung zu geben, nachdem man auf diesem Wege an jedem Anschlußpunkt der Rippen die Querkräfte, Achsialkräfte und Momente bestimmt hat, den Kreisring auf diese Beanspruchung zu untersuchen, also auf Druck, Biegung, Schub und Verdrehung aus der Ring-Ebene.

Diese Untersuchung kann nach dem von Müller-Breslau eingeschlagenen Wege durchgeführt werden, ist aber sehr mühevoll.

Die zweite Berechnungsmethode setzt für das durchgehende Bogenstück, das den Druckring ersetzt, eine gewisse Elastizität voraus. Die Größe des Trägheitsmomentes, das dieses Bogenstück dann mindestens erhalten muß, ist durch die Bedingung gegeben, daß seine Verbiegung unter einem bestimmten Biegemoment gleich ist der Ver-

der Untersuchung in der Hauptsache ungünstigere Ergebnisse haben muß. Da bei der vorliegenden Kuppel nun die Voraussetzungen für die Berechnung nach Dr. Marcus nicht einwandfrei erfüllt sind, es ist erstens der Laternenring-Durchmesser im Vergleich zum Gesamt-Durchmesser ziemlich groß, ungefähr $\frac{1}{3}$, und die Laterne besteht auch nicht aus

einem geschlossenen Aufbau, sondern aus einem im Verhältnis zum Durchmesser niedrigen Ring, dessen Trägheitsmoment nicht ohne weiteres als unendlich angenommen werden kann, so hat Verfasser, um sicher zu gehen, beide Berechnungen durchgeführt und die Abmessungen nach den ungünstigsten jeweils aus den beiden Methoden sich ergebenden Beanspruchungen bemessen.

Ganz besondere Sorgfalt wurde verwendet auf die Berechnung des wich-

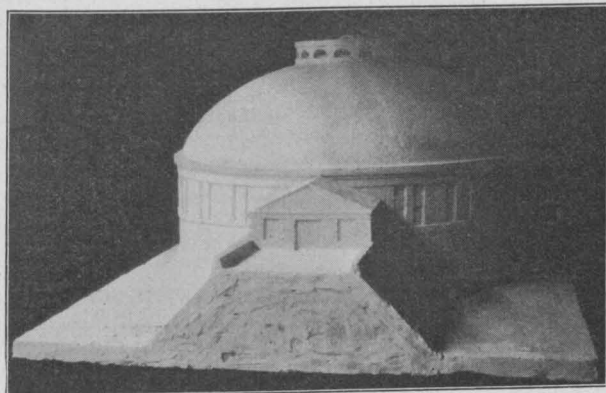


Abbildung 15. Modell des Kuppelbaues.

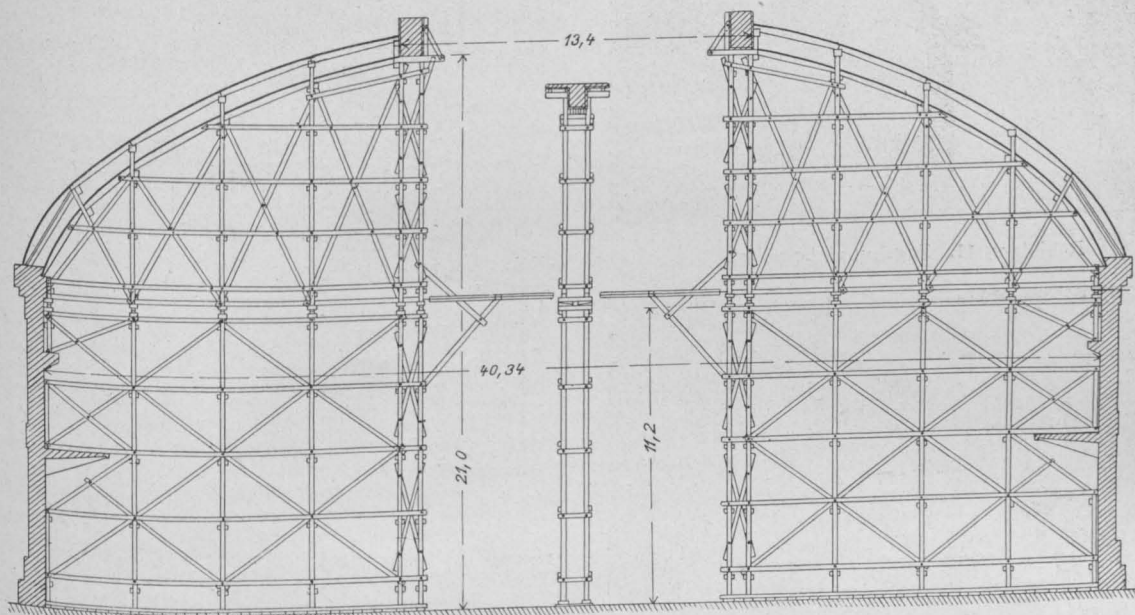


Abbildung 12. Lehrgerüst für die Kuppelrippen.

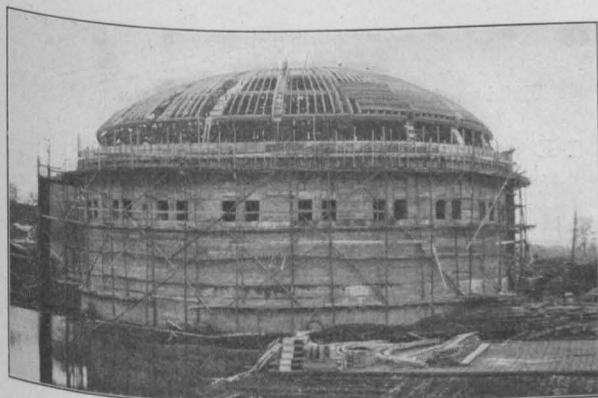


Abbildung 14. Kuppelinschalung.

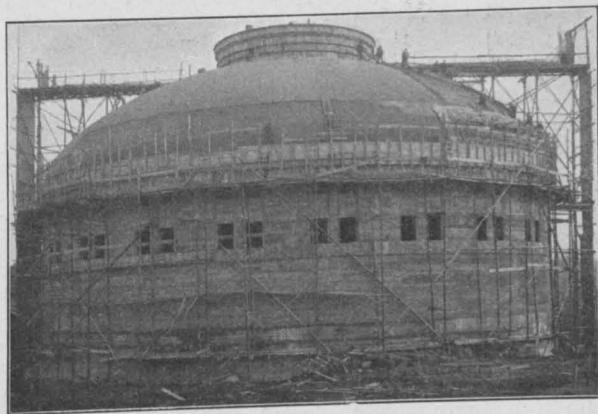


Abbildung 13. Materialaufzug und Gerüste.

drehung des Druckringes um seine Kreisachse bei demselben Moment. Die Berechnung ist dann unter Berücksichtigung der verschiedenen Trägheitsmomente wie für einen einfachen Zweigelenkbogen durchzuführen. Auf eine gegenseitige Beeinflussung und Unterstützung der Rippen, wie bei der Methode Dr. Marcus, ist bei dieser Berechnung keine Rücksicht genommen. Es ist klar, daß die letztere Art

tigsten Konstruktionsteiles der Kuppel, des Fußringes. Der Berechnung wurde die Theorie der Drillung und Biegung dünner Stäbe zu Grunde gelegt, deren Grundgleichungen von Clebsch in seiner Elastizitätslehre aufgestellt wurden, und deren Anwendung von St. Venant, wie sie der Engländer Love in seinem Werk veröffentlicht hat. Nur wurde dabei noch die Längendeckung der System-Achse, die in vorstehenden

Abhandlungen vernachlässigt ist, mit berücksichtigt. Auf die Einzelheiten der Berechnung kann hier nicht näher eingegangen werden, doch sei erwähnt, daß für die Belastung durch halbsymmetrische und wagrechte angreifende Lasten nicht nur die Deformationen des Ringes und die daraus sich ergebenden Beanspruchungen errechnet wurden, sondern auch der Einfluß dieser Deformationen auf die Kuppelrippen.

Für den Kuppel-Fußring wurde eine Eisenkonstruktion gewählt, in der Hauptsache aus 5 Stück C-Eisen N.P. No. 30 bestehend, die durch eine dreifache Flacheisenvergitterung zu einem starren System verbunden sind. (Abbildungen 9—12.) Der Ring wurde vollständig ausbetoniert und auch außen und innen durch einen Betonmantel geschützt. Im letzteren wurde noch eine Rundeisen-Armierung eingelegt, um ihm sicheren Halt zu geben.

In dem Hohlraum, der zwischen den beiden C-Eisenreihen entsteht, liegen nun die Auflagerge-

und auch leicht zu verlegen war. Zur Umschnürung sind 10 mm.-Eisen in Ganghöhen von 5 cm verwendet. Ganz besonders kräftig ist der Anschluß der Rippen-Armierung an den Druckring ausgebildet. Sämtliche Armierungseisen der Rippen laufen im Druckring immer bis zur nächsten Rippe durch und sind dort verankert (Abbildg. 7, S. 50). Außerdem ist der Ring noch auf Druck, Biegung, Schub und Torsion bewehrt und durch eine dichte Bügellage völlig umschnürt.

Der obere Teil des Ringes mit den bogenförmigen Durchbrechungen ist für sich wieder als Druck-Ring armiert (Abbildung 7) und durch die massiven Stützen fest mit dem unteren Druckring verbunden. Die innen im Druckring ansetzenden zwei Binder des Oberlichtes sind als gelenkig gelagerte Dreiecks-Binder ausgeführt. Ihre Armierung zeigt Abbild. 7.

Abbildg. 12, S. 51, zeigt das Lehrgerüst der Kuppel. Es wurden nur die Rippen eingerüstet, während die Decken mit Sprengwerk von Binder zu Binder abgestützt wurden. In Höhe des Kuppelkämpfers ist ein durchlaufender Absatz gebildet und es sitzen hier Eichenkeile, auf die sich die eigentliche Bogenrüstung stützt. Dadurch das Aufbringen des Betons vom Kämpfer aus in das Lehrgerüst ein Schub hineinkommt, war es nötig, in der Kämpferhöhe das Gerüst unter der Laternenöffnung auszusteifen. Hierzu wurde ein stei-

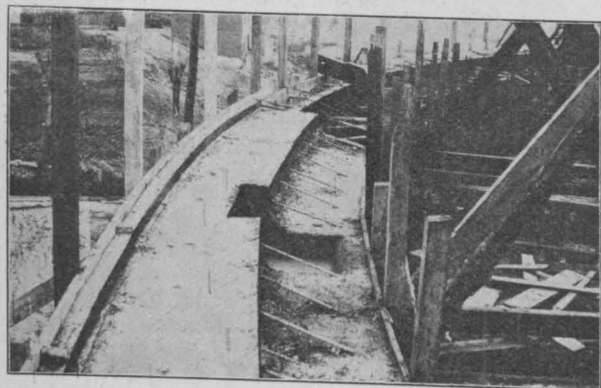


Abbildung 11. Zugring einbetoniert.

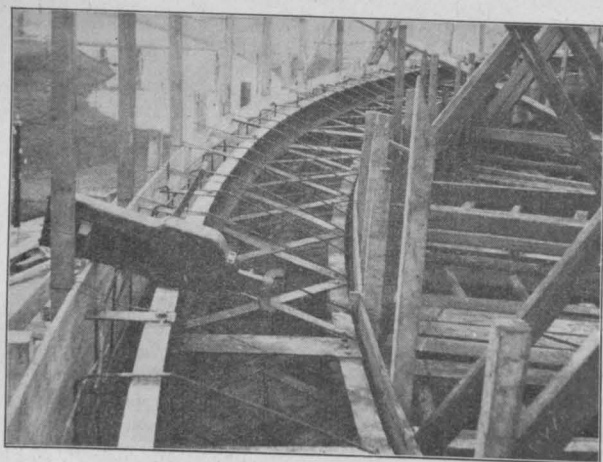


Abbildung 10. Zugring fertig montiert.

lenke der Rippen. Sie sind als Beton-Wälzgelenke ausgebildet, wie Abbildg. 6, S. 50, zeigt. Der Rippenfuß ist als Gelenkquader vorher am Bauplatz fertig gestellt in einer genauen Form aus gehobeltem Holz, die mit einem Mennige-Anstrich noch besonders geglättet wurde. Er wurde aus scharfkörnigem Sand in Mischung 1:2 gestampft und mit einem vollständigen Rundeisenkorb bewehrt. Die obere Begrenzungsfläche erhielt eine solche Neigung, daß sie gerade senkrecht zur Stützlinie für Eigengewicht verläuft. Die Bewehrungseisen der Quader greifen 1,2 m tief in den anschließenden Bogenteil ein. Nach dem Versetzen des Steines wurde dieser auf allen vier Seitenflächen sorgfältig mit Pappe abgedeckt, um ein Volllaufen der Lagerfugen mit Beton beim nachträglichen Stampfen des Bogens zu verhindern.

Die Rippen (vergl. Abbildung 6) sind doppelt bewehrt, mit je 13 Stück 20 mm Rundeisen oben und unten, und der ganzen Länge nach umschnürt nach dem bereits genannten System Abramoff-Magid, das sich für diesen Zweck als sehr vorteilhaft erwiesen hat

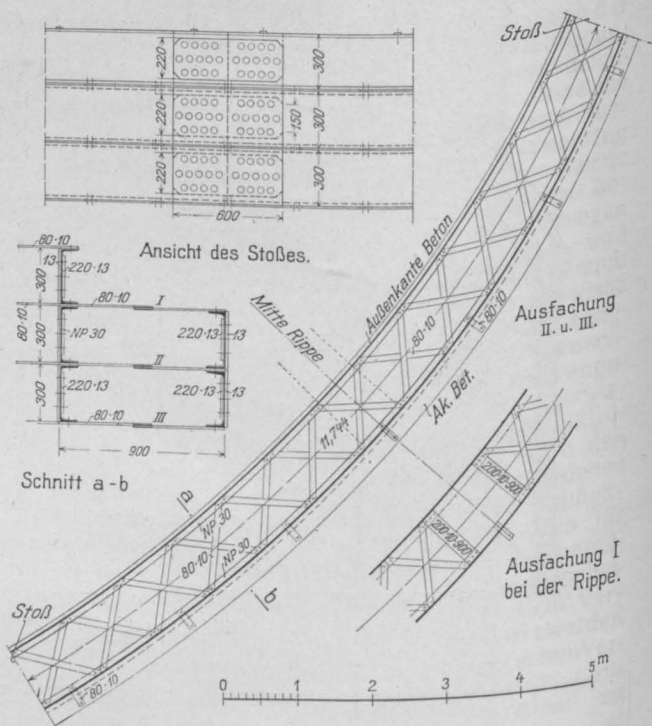


Abbildung 9. Eiseneinlagen des Zugringes.

fer C-Eisenrahmen eingebaut, der durch Kopfbänder gegen das Gerüst abgestützt ist. Die Dachhaut wurde bis zu einer Höhe von 4,2 m vom Kämpfer ab doppelt, von da ab nur von der Unterseite eingeschalt.

An Beton waren für das ganze Bauwerk rund 10 000 cbm erforderlich. Davon entfallen auf die Kuppelkonstruktion 170 cbm; diese Betonmenge wurde innerhalb 8 Tagen, vom 19.—27. November v. J., eingebracht. Das letzte Stück, der Anschluß der Rippen an den Druckring und der letztere selbst, wurde in einer ununterbrochenen Tag- und Nachtschicht von 36 Stunden fertig gestellt. Der Arbeitsvorgang war folgender: Der Beton wurde unten am Boden maschinell gemischt und mit 2 diametral gegenüber gelegenen Aufzügen (Abbildg. 13, S. 51) zur äußersten Spitze hochgezogen, von da über die Transportbrücke gefahren und durch Schüttrinnen in die Rippen eingegossen. Die Schalung zeigt Abbildung 14. Nach Fertigstellung der Rippen wurde erst die Decke in Angriff genommen. Um einen mechanischen Zusammenhang der Decke mit den Rippen trotzdem zu er-

zielen — auf den statischen war, wie erwähnt, von vornherein verzichtet worden —, waren in die Rippen Bügel mit einbetoniert in Abständen von 25 cm, die etwas über die Rippen vorstehen. Durch diese Bügel wurden Längseisen durchgezogen und unter diesen die Armierungseisen der Decke durchgeflecht.

Von besonderem Interesse war bei diesem Bau auch die schwierige Gründung. Wie zu Anfang erwähnt, reicht das Hochwasser bis zur Galerie. Doch auch der normale Grundwasserstand liegt noch sehr hoch, ungefähr in der Höhe der Sohlenoberkante. Es war daher nötig, für die Gründung eine Grundwasserspiegel-senkung vorzunehmen, und zwar, da die Sohle auf + 16,5 liegt, um etwa 6 m. Nur der Brunnen in der Mitte, dessen Schuh auf + 14 liegt, wurde im Wasser abgesenkt. Für die Grundwasserspiegel-Absenkung wurden 32 Filterbrunnen in einem Kreis von 60 m Durchmesser abgesenkt, je 16 davon waren an einen gemeinsamen Saugstrang angeschlossen. Zur Verwendung gelangten 4 Stück 300 er Pumpen, davon je 2 an einem Strang. Als Antrieb für die Pumpen dienten 2 Elektromotoren und 2 Lokomobile von je 55 PS. Die innerhalb 24 Stunden bewältigte Wassermenge betrug etwa 35 000 cbm. Es liefen aber meistens nur 2 Motoren und 1 Lokomobile, während die andere als Reserve unter Dampf stand. Die ganze Wasserhaltung war durch 4 Monate im Betrieb.

Am 18. Januar ds. Js. wurde die Ausrüstung der Kuppel vorgenommen. Um über das Verhalten der Konstruktion und ihre Formänderung einigen Aufschluß zu erhalten, wurden eine Reihe von Feinmessungen vorgenommen. Es waren 11 Feinmeßinstrumente aufgestellt, und zwar 4 Biegunsmesser unter 4 Punkten des Druckringes, darunter 2 Biegunsmesser nach Martens und einer nach Bauschinger mit einer direkten Ablesung von $\frac{1}{200}$ mm. Ferner waren an zwei gegenüber liegenden Punkten des Zugringes Griot-Apparate aufgestellt, um die Längenänderung des Ringdurchmessers zu beobachten. Zu ihrer Kontrolle waren an denselben Punkten noch Lang'sche Dehnungsmesser befestigt. Ferner waren an den Innenseiten der Rippen 2 Dehnungsmesser befestigt,

welche die Verschiebung der Bogenrippen gegen ihr Auflager feststellen sollten, und zum Schluß noch an zwei Stellen des Zugringes von Dipl.-Ing. Dücker konstruierte Fühlhebel-Apparate mit direkten Ablesungen von $\frac{1}{1000}$ mm, auf denen man $\frac{1}{10000}$ mm bequem schätzen konnte, zur Feststellung der Längenänderung des Ringes in der Ringachse. Die Messungen hatten folgendes Ergebnis:

Die größte Durchbiegung im Scheitel betrug 4 mm gegenüber einer rechnungsmäßigen Durchbiegung von 5 mm, wobei noch zu beachten ist, daß das obere Gerüst, wie das ja häufig vorzukommen pflegt, nach Lösung der Keile an der Konstruktion hängen blieb und diese also hierdurch noch eine ziemlich große Belastung erfuhr. Die Längenänderung des Ringdurchmessers betrug $\frac{2}{10}$ mm gegenüber der Berechnung von 4 mm, während die Längendehnung des Ringes auf eine Meßlänge von 30 cm nur $\frac{2}{10000}$ mm betrug gegenüber einer rechnerischen Dehnung von $\frac{15}{10000}$ mm. Eine Verschiebung des Binderfußes im Auflager hat nicht stattgefunden. Diese Zahlen beweisen die Zweckmäßigkeit und Richtigkeit der konstruktiven Ausbildung und rechnerischen Annahmen.

Erwähnt sei noch, daß die architektonische Formgebung des Baues, die Abbildung 15, eine Aufnahme nach dem Modell erkennen läßt, von Reg.-Bmstr. Alfred Fischer in Essen herrührt, der zur Ausgestaltung des Äußeren auf Grund der von Dücker & Cie. in Düsseldorf festgelegten Konstruktionen von diesen heran gezogen worden ist, um diesem nicht alltäglichen Bau auch äußerlich eine würdige Form zu geben. Die Gesamtausführung war der genannten Firma auf Grund eines engeren Wettbewerbes übertragen.

Besonderer Dank gebührt schließlich der Bauherrin, der Emschergenossenschaft, vor allem Hrn. Dr. Imhoff und Hrn. Reg.-Bmstr. Jöhrens dafür, daß sie durch das Vertrauen, das sie dem Eisenbeton, gestützt auf ihre Erfahrungen, entgegengebracht haben, Gelegenheit gaben, ein so kühnes Bauwerk zu schaffen, das ein hervorragendes Beispiel bildet für die erfolgreiche Anwendbarkeit dieser Bauweise auch unter den schwierigsten Verhältnissen.

Verstärkung dreier Straßenbrücken im Zuge des Ems-Weser-Kanales bei Hannover.

Vortrag von Prof. Dr.-Ing. E. Mörsch, Neustadt a. d. H., gehalten auf der XVI. Hauptversammlung des „Deutschen Betonvereins“ zu Berlin 1913. (Schluß.)

Um nun vor dem Wiederablassen der Lehrgerüste eine Gewähr für die Sicherheit dieser Verstärkungs-konstruktion zu erhalten und um zugleich den Einfluß der elastischen Verbiegung der Pfähle infolge des Horizontal-schubes auf die Scheitelsenkung des Gewölbes aufzuheben, wurde der rechnungsmäßig angenommene Druck auf die Verstärkungs-konstruktion künstlich durch vier hydraulische Pressen erzeugt, die zwischen die

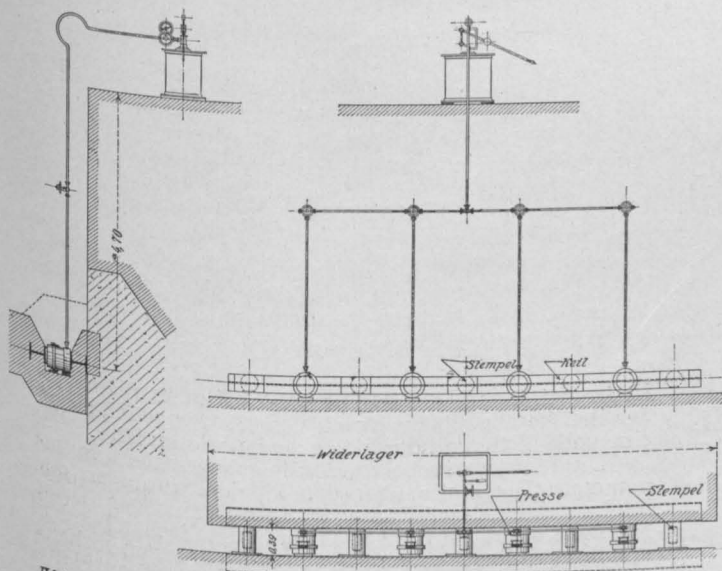


Abbildung 13. Gesamtanordnung der Pressen.
5. April 1913.

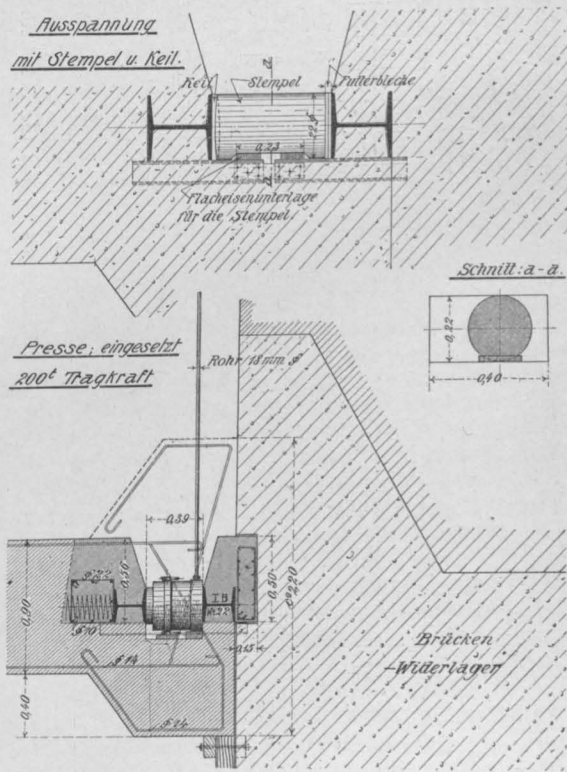
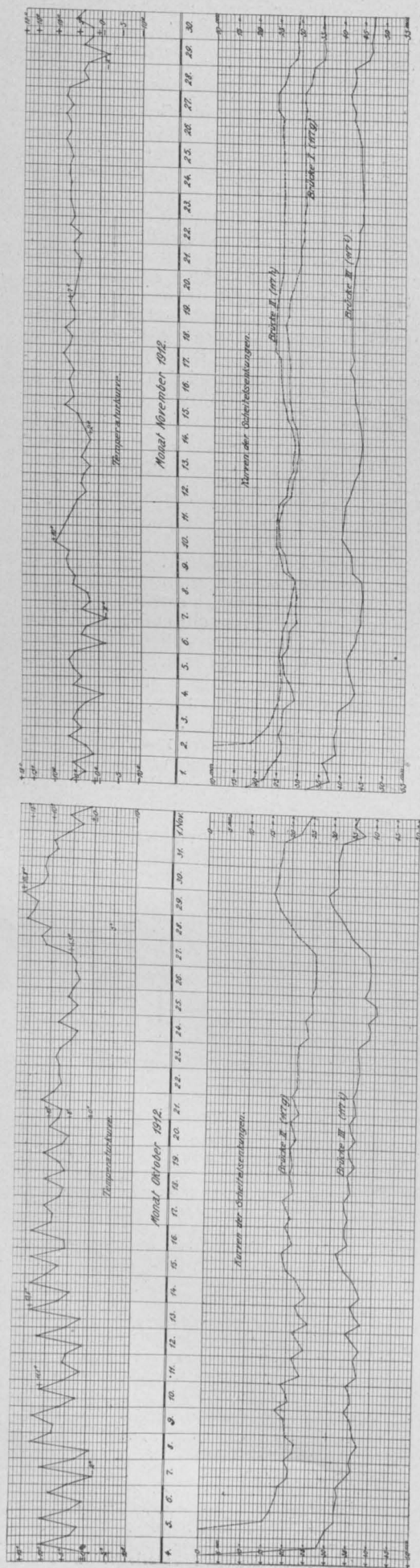


Abbildung 12. Einschaltung der Pressen zwischen Widerlager und Platte.

Eisenbetonplatte und das alte Widerlager eingesetzt wurden (Abbildung 12).

Diese Pressen, die samt der notwendigen Druckleitung

und dem Pumpwerk von der Firma Fried. Krupp, Grusonwerke in Magdeburg eigens zu diesen Druckversuchen hergestellt wurden, bestanden je aus einem Zylinder, in dem ein Kolben von 240 mm Durchmesser und 150 mm größtem Hub zur Ausübung der Druckkräfte eingesetzt war. Die Pressen waren für einen Ueberdruck von 450 Atm. gebaut, sodaß von jeder ein Druck von 200 t, im ganzen also 800 t ausgeübt werden konnten, während die Verstärkung an einer Brücke für 735 t, an den beiden anderen für 500 t bzw. 650 t berechnet war. Durch zeitweilige



Abbildungen 14 und 15. Scheitelbewegungen der Gewölbe unter dem Einfluß von Temperatur-Änderungen.

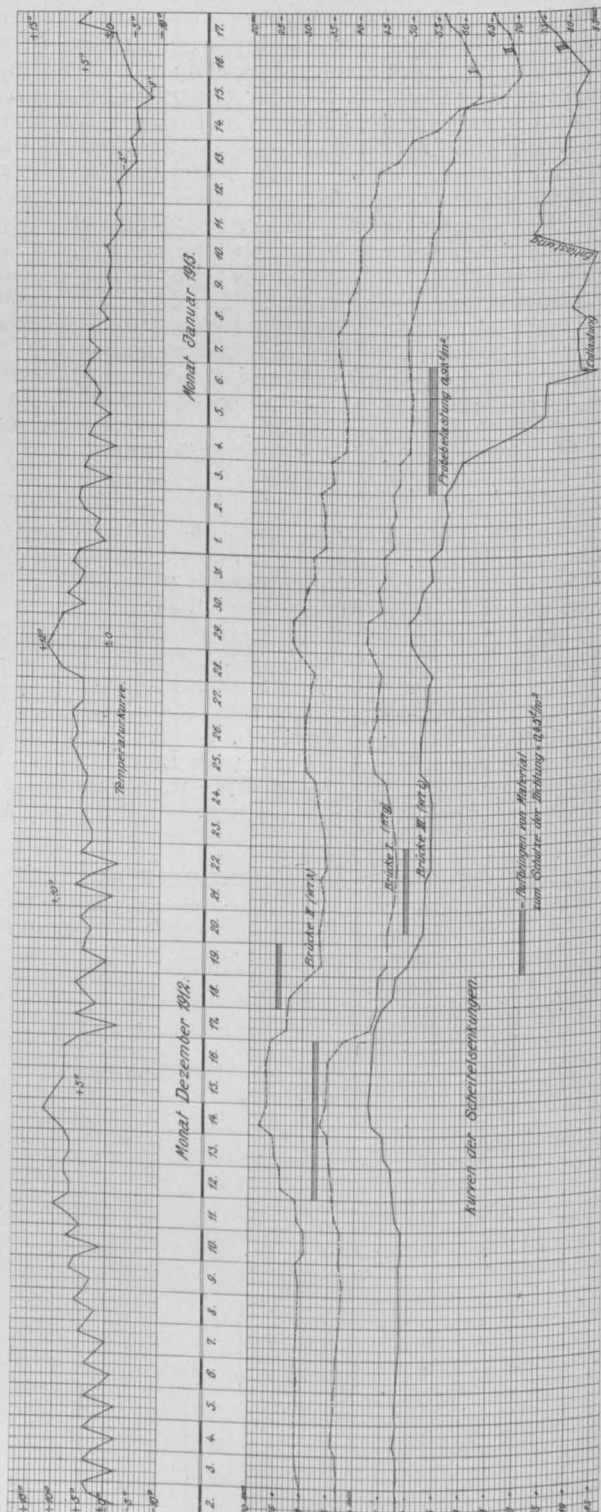


Abbildung 16. Scheitelbewegungen der Gewölbe unter dem Einfluß von Belastung und Temperatur.

Überanstrengung der Pumpe auf 460 Atm. wurde bei jeder Brücke ein größter Druck von 830 t ausgeübt, sodaß eine volle Sicherheit der Pfähle nachgewiesen ist.

Die Druckversuche wurden folgendermaßen vorgenommen: Die Platte über den Pfählen wurde an der Rückwand der alten Widerlager zunächst nicht ganz fertig betoniert, sodaß zum Einsetzen der hydraulischen Winden und ihrer Auflager entsprechende Aussparungen vorhanden waren. Die Übertragung der Pressenkräfte auf Platte und Widerlager erfolgte auf zwei in 40 cm Abstand parallel

zum Widerlager wagrecht liegende Differdingerträger No. 22, die auf 4 Stück I-Träger No. 8 aufgelegt waren (Abb. 12, S. 53). Diese Unterlageträger dienten lediglich zu Montagezwecken und sollten ermöglichen, die Differdingerträger in wagrechter Lage und mit genau senkrecht stehenden Flanschen einzubetonieren. Zur Sicherung der Druckübertragung wurden die Differdingerträger über und unter dem Steg mit Beton der Mischung 1:1 ausbetoniert und durch eingelegte Armierungen wurde die Druckfestigkeit dieser Betonmassen noch erhöht.

Nach 6—7 wöchentlicher Erhärtung erfolgte die Montage der hydraulischen Pressen mit dem gemeinschaftlichen Pumpwerk und der Druckleitung (Abb. 13, S. 53). Die Pumpe wurde erhöht auf dem Widerlager aufgestellt. An sie schloß sich die aus nahtlosen flußeisernen Röhren von 3 mm Lichtweite und 8 mm Wandstärke bestehende Druckleitung an, die sich vor den Pressen durch Verteilungsventile zu jeder einzelnen Winde verzweigte. Besondere Sorgfalt war auf die Anschlüsse der Druckleitung an Pumpe und Pressen, sowie auf alle Verschraubungen und Ventilverbindungen zu verwenden.

Neben diesen vier Pressen wurden noch 5 Stück starke schmiedeiserne Stempel zwischen den Differdingerträgern festgekeilt, die gleichzeitig auch am entgegengesetzten Widerlager eingesetzt wurden, um zu vermeiden, daß durch die nur für ein Widerlager vorhandene Pressenausrüstung eine Übertragung der Druckkräfte durch das Gewölbe auf das entgegengesetzte Widerlager und damit eine Verschiebung des letzteren erfolgen könnte.

Der Druck wurde durch die Pumpe so langsam auf die Winden gebracht, daß etwa innerhalb eines Tages der volle Druck von 450 Atm. erreicht war. Gleichzeitig wurden immer gleichmäßig die Keile hinter den Stempeln nachgetrieben, entsprechend der zunehmenden Verschiebung der Platte gegenüber dem Widerlager. Da der Anlauf der Keile hierfür nicht ausreicht, so mußten sie während des Pressens nacheinander ausgewechselt und mit schmiedeisernem Unterlagsblech hinterlegt werden.

Während der Druckprobe wurden genaue Beobachtungen gemacht, die sich auf die Verschiebung der Platte und beider Widerlager in wagrechtem und lotrechtem Sinne, sowie auf eine etwaige Bewegung des Brückenscheitels erstreckten. Zu diesem Zweck waren an den fraglichen Beobachtungsstellen Zeiger-Apparate aufgestellt, die mit 10-facher Vergrößerung die Verschiebungen angaben. Ferner wurden die Höhenänderungen durch Nivellement verfolgt.

Die gemachten Beobachtungen lassen sich bei allen sechs Widerlagern übereinstimmend, wie folgt, zusammenfassen: Es ließen sich sowohl Verschiebungen der Widerlager nach innen wie Verschiebungen der Platte nach außen feststellen. Eine Bewegung der Platte in lotrechtem Sinne konnte nie beobachtet werden. Geringe Scheitelhebungen wurden erst dann beobachtet, nachdem ein Widerlager mit seiner Platte verspannt war und dann das gegenüber liegende Widerlager gepreßt wurde. Die gemessenen Verschiebungen schwanken bei den 3 Brücken, wie folgt:

| | |
|--|------------|
| Verschiebung der Eisenbetonplatte nach außen | 1,3—8,2 mm |
| Widerlager | 1,3—7,3 mm |
| Hebung des Scheitels | 1,5—3,0 mm |

Nachdem eine Zunahme der Bewegungen durch wiederholtes Anspannen auf 460 Atm. nicht mehr erfolgte und die Keile durchaus fest saßen, wurden die Winden entfernt und dadurch der gesamte Druck auf die fünf Stempel übertragen. Die Platte wurde sodann geschlossen und die Erdüberschüttung bis auf Höhe der künftigen Brücken-Zufahrtsrampen aufgebracht.

Etwa eine Woche nach Fertigstellung der Platte wurde mit dem Ablassen der auf Sandtöpfen stehenden Lehrgerüste begonnen, was in bekannter Weise durch allmähliches gleichmäßiges Vorgehen vom Scheitel aus nach beiden Kämpfern erfolgte. Diese Arbeit wurde durch 10 Mann, von denen jeder mit Meißel, Klopffholz und Schlüssel versehen war, bei 55 Sandtöpfen an jeder Brücke in etwa 2 Stunden ausgeführt, bis sich der Bogen vollständig frei von selbst trug.

Während dieses Vorganges wurden wiederum an den aufgestellten Zeiger-Apparaten und mittels Nivellier-Instrumenten genaue Messungen über Scheitelbewegungen und Widerlager-Verschiebungen gemacht. Das Ergebnis war ein sehr günstiges, denn die beim Ablassen festgestellten Scheitelsenkungen betrugen nur

| | | | |
|------------|-------|-------|-------|
| bei Brücke | 117 i | 117 h | 117 g |
| im Mittel | 30 mm | 14 mm | 22 mm |

Die Widerlager-Verschiebungen waren gleichfalls gering und schwankten bei den 3 Brücken zwischen 0,4 und 1 mm.

Noch etwa zwei Tage lang konnte eine kleine Zunahme der Scheitelbewegungen wahrgenommen werden, samt weiteren Widerlager-Verschiebungen auf etwa 2 mm; in der Folge wurde ein stabiler Zustand erreicht.

Nach dem Ablassen der Lehrgerüste wurden diese nach kurzer Zeit ganz entfernt und die Bewegungen der Brückenscheitel und der Widerlager täglich beobachtet und zeichnerisch aufgetragen. Hierbei ließ sich feststellen, daß die Bewegungen des Scheitels übereinstimmend bei allen drei Brücken in sehr empfindlicher Weise den Temperaturschwankungen folgten. Die täglichen Temperaturschwankungen machten sich in der Weise geltend, daß die Brücken jeweils morgens ihren tiefsten Stand einnahmen, sich mit zunehmender Temperatur tagsüber wieder hoben, um gegen Abend ihren höchsten Stand wieder zu erreichen. Es folgten sich also die Temperaturschwankungen und die entsprechenden Scheitelbewegungen in etwa 6 Stunden Abstand. (Abbildgn. 14 und 15).

Größere Scheitelsenkungen von etwa 7—8 mm, verbunden mit einem Ausweichen beider Widerlager um zusammen 1—2 mm, traten ein, als auf den inzwischen fertig gestellten Brücken die Fahrbahndichtung aus Asphalt-Filzplatten und zu deren Schutz eine Sandschicht von durchschnittlich 20 cm Stärke in der Nähe des Scheitels und 25 cm auf den übrigen Strecken aufgebracht wurde. Es entspricht diese Sandschüttung einer Mehrbelastung von 0,45 t/qm, die eine Vergrößerung des Horizontalschubes an Brücke 117 i um 32 t für 1 m Brückenbreite zur Folge hatte. (Abbildung 16.) Auch bei diesem Anlaß wurden nach Beendigung dieser Arbeit — abgesehen von den Einflüssen der Temperatur — keine Vergrößerung der Scheitel- oder Widerlagerbewegungen bemerkt. Da die Fahrbahn der Brücken erst nach Fertigstellung des Kanals aufgebracht wird, so erschien es angezeigt, sich schon vorher über die Standsicherheit zu vergewissern. Zu diesem Zweck wurde bei der einen dieser Brücken, 117 i, die während der ganzen Bauzeit die ungünstigsten Verhältnisse und auch das kleinste Pfeilverhältnis mit 49 m Spannweite und 4,22 m Pfeil aufwies, eine Probelastung mit Sandschüttung vorgenommen.

Außer der bereits zum Schutz der Dichtung aufgetragenen Sandschicht war noch aufzubringen das Gewicht der Fahrbahnbefestigung mit etwa 480 kg/qm und die Belastung durch Menschengedränge mit 450 kg/qm, zusammen 930 kg/qm. (Abbildung 16.) Hiermit ergibt sich ein

$$\text{Horizontalschub von } H = \frac{0,93 \cdot 49^2}{8 \cdot 4,22} = 65,3 \text{ t für 1 m. Um}$$

an Belastungsmaterial zu sparen, wurde dieses nicht über das ganze Gewölbe gleichmäßig, sondern in den beiden mittleren Vierteln so hoch aufgebracht, daß derselbe Horizontalschub von $H = 65,3 \text{ t}$ entstand.

Diese starke Belastung hatte eine weitere Zunahme der Scheitelsenkung, im ganzen um 27,5 mm, zur Folge, wovon nach Beobachtungen an den anderen Brücken rd. 2 mm auf Temperaturabnahme entfallen. Widerlager-Bewegungen wurden am nördlichen Widerlager mit den ohne Wasserhaltung gerammten kurzen Pfählen überhaupt nicht, am südlichen Widerlager mit den unter Wasserhaltung gerammten Pfählen bis zu 3 mm beobachtet.

Aus den während der Probelastung gemachten Aufzeichnungen ist ersichtlich, daß Scheitelsenkungen nur während der Belastung eintraten. An einem zwischen die Belastung fallenden Sonntag, an dem nicht gearbeitet wurde, verhielt sich die Brücke durchaus unbeweglich. Als am kommenden Montag ein noch fehlender kleiner Lastbetrag aufgebracht wurde, trat noch eine Weiterbewegung des Scheitels ein, die aber besonders dadurch hervorgerufen wurde, daß der trocken aufgetragene Sand durch sehr starken Regen ein bedeutend größeres Gewicht angenommen hatte. Es wurde deshalb eine kleine Entlastung der Brücke so vorgenommen, daß die durch Regen verursachte Mehrbelastung wieder weggkam. Die Folge war eine sofort eintretende Scheitelhebung von etwa 3 mm. Die ganze Belastung blieb nun noch drei volle Tage auf dem Gewölbe, ohne daß größere Scheitelsenkungen, als die durch die stetige Temperaturabnahme auch bei den anderen Brücken erfolgten Senkungen, auftraten. Eine weitere Widerlagerverschiebung wurde nicht mehr wahrgenommen.

Nachdem das Gewicht der Chaussierung und des Menschengedränges weggenommen war, hob sich der Scheitel um 12,5 mm und zeigte dann wieder die Bewegungen infolge der innerhalb weniger Tage stattgefundenen Temperaturabnahme von etwa +6° auf -8° C. in demselben bzw. etwas günstigeren Maße wie die anderen Brücken auch. Eine Rückbewegung des ausgewichenen südlichen Widerlagers fand nicht statt.

Durch diese Probelastung wurde die Standsicherheit dieser Brücke nachgewiesen, was zu dem weiteren Schluß berechtigt, daß auch die beiden anderen Brücken standsicher sein werden. Es erfolgte daher auch die Abnahme durch das Kanalbauamt ohne weiteren Anstand.



r. Dr. Hans Kühl, Berlin-Lichterfelde, macht ferner 2 Mitteilungen, von denen sich die erste bezog auf hydraulische Mörtel und das Hydraulikfaktoren-Verhältnis im Portland-Zement. Redner kommt zu dem Schluß, daß die Versuche sich mit der praktischen Forderung decken, daß die tonerreicheren Zemente im Kalkgehalt niedriger gehalten werden müßten als kieselsäurereiche. 3 Moleküle Tonerde, 4 Moleküle Kieselsäure müßten die gleiche Menge Kalk binden, wenn der Zement seine höchste Festigkeit entwickeln soll.

Eine zweite Mitteilung desselben Redners, die der vorgeschrittenen Zeit wegen stark abgekürzt werden mußte, bezog sich auf beschleunigte Raumbeständigkeitsproben. Redner unterwirft zunächst die mannigfachen Forderungen, die man an eine beschleunigte Raumbeständigkeitsprobe zu stellen pflegt, einer Untersuchung auf ihre Berechtigung, geht dann kurz auf das Wesen und den Wert der verschiedenen, bisher angewandten Proben ein und bespricht schließlich ein in seinem Laboratorium (das früher Michaelis'sche) ausgebildetes Verfahren, einer Kochprobe, bei welcher der Zement durch fein gemahlenen Stuckgips verdünnt wird, der ein rasches Abbinden herbeiführt, sodaß der Zementkuchen sehr rasch der Kochprobe unterworfen werden kann. (Die durch Gips in kaltem Wasser verursachten Treib-Erscheinungen verschwinden bei Siedetemperatur vollständig). Die Kuchen werden aus 1 Teil Zement zu 1—3 Teilen Stuckgips hergestellt und können schon nach $\frac{1}{4}$ Stunde der Kochprobe unterzogen werden. Redner ist der Ansicht, daß mit dieser Probe ausgesprochene Kalktreiber, und auf die kommt es in der Praxis zunächst an, sicher erkannt werden können. An die Ausführungen schloß sich eine kurze Aussprache, in der sich die Hrn. Gary, Schott, Strebel, Dyckerhoff sämtlich gegen diese Probe aussprachen, wie das auch bereits durch die Raumbeständigkeits-Kommission des Vereins geschehen ist. Kurz erwähnt seien auch die Mitteilungen des Hrn. Dr. Killig vom Laboratorium der Portland-Zement-Fabrik Rüdersdorf über dort ausgeführte Versuche über „Kalkaluminat und ihre Einwirkung auf hydraulische Bindemittel“. Die Versuche entsprangen zunächst der Absicht, einen weißen Zement herzustellen, was auch gelang, jedoch erwiesen sich die Kosten der Rohmaterialien für eine praktische Verwendung als zu hoch. Des fernere

ren wendeten sie sich gegen amerikanische Veröffentlichungen, nach denen durch Zusatz von Kalkaluminaten, namentlich zu Natur-Zementen, deren stärkerer Widerverwendung das Wort geredet wird, wesentlich höhere Festigkeiten erzielt werden könnten. Die Versuche haben diese Anschauung nicht nur nicht bestätigt, sondern haben vielfach sogar zu einem bemerkbaren Festigkeitsabfall geführt.

Von Interesse war ferner eine Mitteilung des Prof. M. v. Glasenapp-Riga „Zur Kenntnis des „Weißen Stern-Zementes der Portland-Zementfabrik Stern in Finkenwalde bei Stettin“. Redner hatte sich die Aufgabe gestellt, diesen Zement in bezug auf chemische Zusammensetzung, petrographische Bestandteile und Verhalten gegen Wasser im Vergleich zu Portland-Zement zu untersuchen, da bisher vielfach die Meinung vertreten wurde, daß „weiße Zemente“ überhaupt nicht als Portland-Zemente zu betrachten seien. Redner stellte fest, daß der Zusammensetzung ein hydraulischer Modul von 2,0 entspricht, was den Zement also als Portland-Zement charakterisieren würde. Es ist in demselben aber das Eisenoxid (Fe_2O_3) bis auf einen kleinen Rest durch Tonerde (Al_2O_3) ersetzt, sodaß also der petrographische Bestand ein etwas anderer ist. Auch sonst zeigt der Zement einen etwas anderen Charakter, steht aber dem Portland-Zement auch in bezug auf das Verhalten gegen Wasser und die Erhärtungserscheinungen sehr nahe. Auffällig ist, daß der genannte weiße Zement, auf den sich die bisherigen Untersuchungen allein erstreckten, trotz seines Tonerde-Reichtums ein ausgesprochener Langsambinder ist, was Redner durch die starke Ausscheidung halbflüssiger Kolloidstoffe (im Gegensatz von Kristalloiden, die bei der Erhärtung des Portland-Zementes vorherrschen), die nur langsam er härten, erklärt. Bezüglich der Festigkeiten, die mit weißem „Stern-Zement“ erreicht werden können, stützt sich Redner auf Untersuchungen von Prof. Germer-Stettin, der bei Mischung 1:3 (Quarzsand) sehr hohe Festigkeitsziffern fand: nach 28 Tagen bei Wasser-Lagerung 31,2 kg Zug-, 240,7 kg Druckfestigkeit und bei kombinierter Erhärtung 40,7 bzw. 314 kg/qcm. Auch diese Mitteilungen konnten in der Versammlung nur abgekürzt zum Vortrage kommen.)* —

*) Der Vortrag ist vollinhaltlich abgedruckt in den „Mitteilungen der Zentralstelle zur Förderung der deutschen Portland-Zementindustrie“ No. 8 vom 20. Februar 1913.

Vermischtes.

Verfügungen des Berliner Polizeipräsidiums Abt. III zur Ausführung von Eisenbeton-Konstruktionen vom 19. März d. J. bestimmen, daß solche Konstruktionen, deren Festigkeit mehr oder weniger auf der Wirksamkeit ihrer Einspannung im Mauerwerk beruht, z. B. Konsolen, eingespannte Decken und Treppen nur dann zulässig sind, wenn die einzuspannenden Bauteile zugleich mit dem Mauerwerk, das die Einspannung bewirken soll, ausgeführt werden, da bei dem Einstampfen in vorher ausgesparten bzw. nachträglich ausgehauenen Öffnungen i. d. R. nicht die nötige Sicherheit erzielt werde, wie das bei von Anfang festen Baumaterialien wie Eisen, Stein, Kunststein im allgemeinen möglich ist. (Tagebuch No. 547 III G. R.)

Andererseits wird (T.-B. No. 546 III G. R.) auch für Kunstseinstufen, deren Tragfähigkeit unter der Voraussetzung der festen Einspannung erprobt und deren Anwendung unter der gleichen Voraussetzung genehmigt worden ist, im allgemeinen verlangt, daß sie nur mit dem Fortschreiten des Treppenhauses eingebaut, aber nicht nachträglich eingefügt werden. Das nachträgliche Einlassen wird nur gestattet, wenn in allen Podesthöhen die Podestträger oder -Platten, auf die sich je ein Lauf stützt, mit wachsendem Bau ordnungsmäßig eingespannt werden. Die Podestträger sind für die Belastung des darauf ruhenden Treppenlaufes zu berechnen, wobei angenommen wird, daß die eine Hälfte des Laufes von der Wand aufgenommen wird, während die andere Hälfte den Träger belastet.

Dieselbe Verfügung bestimmt, daß, wenn Treppenläufe aus ansteigenden Steineisendecken gebildet werden, die zugehörigen Podeste mit Trägern unterstützt werden müssen. Es ist also nicht zulässig, geknickte Läufe, welche teils Treppe, teils Podest bilden, als Steineisendecke zu konstruieren. Bei Ausführung in Eisenbeton bestehen dagegen keine Bedenken gegen die vorgeschriebene Anordnung, wenn die Knickstellen durch Bügel und doppelte Eiseneinlagen in genügender Weise gesichert sind.

Die zuerst angezogene Verfügung (T.B. No. 547 III G. R.) besagt ferner, daß die Uebertragung der für Steineisen-Decken geltenden Regeln auf Steineisen-Mauerwerk, d. h. auf gewöhnliches Mauerwerk, das durch Einlegen von Eisenstäben biegezugsfest gemacht werden soll, bei wichtigen Konstruktionsgliedern, also Umfassungswänden, Unterzügen und Stützen unzulässig ist, da die für Steineisendecken geltenden konstruktiven Voraussetzungen — gutes Material in Bezug auf Mörtel und Stein, einwandfreie Einbettung der Eisen, sichere Verbindung zwischen Zug- und Druckgurt und Vollflügigkeit — bei gewöhnlichem Mauerwerk nicht ohne weiteres angenommen werden könnten.

Eine dritte Verfügung vom gleichen Datum (T. B. No. 545 III G. R.) bezieht sich auf die Anwendung des § 20 Ziffer 5 der B.-Ord. vom 15. Aug. 1897, wonach gemauerte Schornsteine an der Nachbargrenze eine Wandstärke von mindestens 25 cm erhalten müssen, auch auf den Fall der Ausführung von Brandmauern in Beton- oder Eisenbeton (ausgemauertes Eisenbeton-Fachwerk). Danach wird für den Abschluß der Rauchrohre in Beton und Eisenbeton ebenfalls die Stärke von 25 cm verlangt und es müssen die Eisen-Einlagen gegen die schädliche Einwirkung der vorbeistreichenden Feuergase durch eine mindestens 4 cm starke Betonumhüllung geschützt sein. Es ist, damit zwischen Wand und Schornstein ein fester Zusammenhang erzielt wird, bei größerer Höhe des Schornsteines dann entweder der ganze Schornsteinkasten mit in Beton auszuführen oder das Rauchrohr muß gegen die Betonwand noch eine 12 cm starke Wange erhalten. Bei mäßiger Höhe ist diese nicht erforderlich, aber es ist dann für eine gute Verbindung zwischen Schornsteinkasten und Eisenbetonriegeln zu sorgen (durch Klammern). —

Inhalt: Pumpwerk der alten Emscher. (Schluß.) — Verstärkung dreier Straßen-Brücken im Zuge des Ems-Weser-Kanales bei Hannover. (Schluß.) — Von der 36. General-Versammlung des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ zu Berlin 1913. (Schluß.) — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachlig. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

X. JAHRGANG 1913.

NO. 8.

Anwendung des Eisenbetons beim Bau des Ems—Weser-Kanales.

Vortrag von Oberingenieur Hart der A.-G. für Beton- und Monierbau, gehalten auf der XVI. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Berlin 1913.

Hierzu die Abbildungen Seite 60.



Für den 173^{km} langen Ems—Weser-Kanal müssen 180 Straßen-, Fluß- und Eisenbahn-Kreuzungen hergestellt werden und für etwa $\frac{1}{5}$ dieser Bauwerke wurde auf Anordnung des Herrn Ministers der öffentlichen Arbeiten der Eisenbeton gewählt, der seine Leistungsfähigkeit im Wettbewerb mit dem Eisen zeigen sollte.

Der Ems—Weser-Kanal zweigt von Bevergern, etwa 40^{km} unterhalb Münster, vom Dortmund-Ems-Kanal ab und läuft in östlicher Richtung an der Grenze des Teutoburger Waldes und den Wesergebirgen entlang. Der Kanal überschreitet die Weser bei Minden und endigt vorläufig in Hannover mit einem Endhafen in Mißburg. Das Kanalprofil ist muldenförmig gestaltet. Der normale Wasserspiegel besitzt eine Breite von 31^m, bei einer Tiefe von 2,5^m.

Für die Eisenbeton-Brücken sind in der Hauptsache drei Systeme zur Anwendung gelangt, näm-

lich Bogen-Brücken mit angehängter Fahrbahn, hochgewölbte und flachgewölbte Brücken.

Von den vielen Bauwerken sollen unter Ausschaltung der Konstruktionseinzelheiten, für deren Behandlung der Raum nicht zur Verfügung steht, die folgenden besprochen werden:

I. Brücke bei Niedernholz im Fürstentum Schaumburg-Lippe.

Diese Brücke (Abb. 1 a. f. S.) wurde im Jahre 1909 erbaut, kreuzt den Kanal unter einem rechten Winkel und ist als Dreigelenkbogen mit angehängter Fahrbahn ausgebildet. Die beiden Bögen besitzen eine Spannweite von 47,9^m und eine Pfeilhöhe von 8^m. Die Gesamtbreite zwischen den Geländern beträgt 6,1^m, wovon 4,5^m auf die Fahrbahn und je 0,8^m auf die Fußsteige entfallen. Die Hängepfosten stehen in einer Entfernung von 3,5^m von einander. Zum Zwecke der Aussteifung sind die beiden Bögen durch drei Querrippen verbunden; außerdem ist in der Nähe der Kämpfer die Fahrbahnplatte nach den Ge-



Abbildung 6. Kanalbrücke bei Minden im Bau. (Ueberführung des Ems—Weser-Kanales über die Weser in Minden.)



lenken hinuntergeführt. Als Gelenke sind Bolzgelenke verwendet worden. Bewegungsfugen sind sowohl in den Bögen als auch in der Fahrbahnplatte an den Gelenkstellen vorgesehen.

An der Brücke, welche bereits seit $3\frac{1}{2}$ Jahren fertig ist, konnten bis jetzt weder an der Tragkonstruktion noch an den Anschlußstellen der Hängesäulen Risse oder Undichtigkeiten festgestellt werden.

II. Hochgewölbte Brücke im Zuge der Chaussee Niedernwöhren—Wiedensahl. (Abbildung 2.)

Diese Brücke besitzt eine Spannweite von rd. 50 m bei einer Pfeilhöhe von 8,15 m. Die lichte Breite der Brücke zwischen den Geländern beträgt 7,8 m, davon entfallen 5,8 m auf die Fahrbahn und 2 m auf die beiderseitig ausgekragten Fußsteige.

Das Gewölbe besteht aus vier als Dreigelenkbögen ausgebildeten Bogen-Rippen, auf denen die Fahrbahn tragende Eisenbetonsäulen stehen. Die Bögen sind durch eine durchgehende Platte in wagrechttem Sinne versteift.

Anstelle der Flügelmauern sind Seitenöffnungen vorgesehen, die als Plattenbalken ausgebildet und vollständig getrennt vom großen Bogen gelagert sind, um sich bei etwaigen Setzungen oder Temperatur-Veränderungen unabhängig bewegen zu können.

Die Außenbalken haben mit Rücksicht auf ein gefälliges Aussehen eine bogenförmige Gestaltung erhalten. Die Brüstungen sind gleichfalls aus Eisenbeton. Sämtliche sichtbaren Flächen sind steinmetzmäßig ohne Vorsatzbeton bearbeitet.

Die Holzverkleidung im Scheitel soll zurzeit die Brücke vor Beschmutzungen durch den Rauch der Arbeitslokomotiven schützen.

III. Flachgewölbte Brücke im Zuge des Lister-Mühlenweges in Hannover.

Dieses Bauwerk (Abbildung 3) ist das Muster der am meisten ausgeführten Brücken über den Ems—Weser-Kanal, nämlich eine flachgewölbte weitgespannte Brücke.

Um die Anrampungen mit Rücksicht auf die vorhandenen Straßen möglichst niedrig zu halten, mußte bei den meisten Eisenbeton-Bogenbrücken besonderer Wert auf eine geringe Konstruktionshöhe gelegt werden. Die Aufgabe wurde durch eine möglichst tiefe Lage der Kämpfer-Gelenke erreicht. Die Bogenform ist so gestaltet, daß in einer Entfernung von 18,1 m zu beiden Seiten der Kanalachse noch eine Durchfahrtshöhe von 3 m über dem Leinpfad frei bleibt. Die Brücke ist als Dreigelenkbogen von 46,5 m theoretischer Spannweite und 4,12 m Pfeilhöhe ausgeführt und hat eine Breite von 7,5 m zwischen den Brüstungen. Die Breite des Gewölbes beträgt jedoch nur 6,4 m und die Fußwege werden durch Auskragungen gebildet. Für die Scheitelgelenke sind Bolzen-

Abb. 1. Brücke bei Niedernholz.

Abb. 2. Brücke für die Chaussee Niedernwöhren—Wiedensahl.

Abb. 3. Lister-Mühlenweg-Brücke in Hannover.

Abb. 4. Schalung für die Brücke der Abb. 3. Galgen in der Brücke zum Versetzen der Gelenke.

Abb. 5. Brücke der Abb. 3 während der Ausführung. Eiseneinlagen des Gewölbes.

Gelenke gewählt. Die Gelenke wurden an einem Gerüst aufgehängt und die Lagerkörper durch Schraubenbolzen aneinander gepreßt. Kurz nach dem Abbinden des Betons hinter den Lagerkörpern wurden die Schraubengelöst und entfernt. Die Kämpfergelenke sind in Eisenbeton als Wälzgelenke ausgeführt.

Abbildung 4 zeigt die Einschalung der unteren Leibung und besonders der Rippen in der Nähe des Scheitels. Um der Stützlinie einen günstigen Verlauf zu geben, sind die Gewölbe so ausgebildet, daß der Bogen in einer Entfernung von rd. 7m von den Kämpfern aus dem vollen Querschnitt in den eines Plattenbalkens übergeht, sodaß das Eigengewicht im Mittelteil vermindert ist*).

Die Anordnung der oberen Eiseneinlage einer

*) Anmerkung der Redaktion. Vergleiche die Konstruktions-Abbildung Seite 46 in No. 6 aus dem Vortrag von Prof. Mörsch, die ein ähnliches Bauwerk des Kanales darstellt.

Versuche mit nietlosen Gitterträgern als Bewehrung für Eisenbeton.

Vortrag von Dr.-Ing. A. Kleinogel, Privatdozent in Darmstadt, gehalten auf der XVI. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ zu Berlin 1913.



In Eisenbetonträgern sind die als Bewehrung dienenden üblichen Rundeisen meist von verschiedener Länge und von verschiedener Form. Bekanntlich wird in den statischen Büros viel Mühe darauf verwendet, die Querschnitte der Eiseneinlagen mit möglichst gleichem Verlauf der Momentenlinien und den Schubkräften anzupassen. Die daraus entstehenden mannigfachen Einlagen werden aber auf den Baustellen nicht immer mit derselben Sorgfalt und mit demselben Verständnis in der Schalung untergebracht; es sind in dieser Hinsicht leider schon erhebliche Unterschiede zwischen Wollen und Vollbringen festgestellt worden. Und wenn auch deshalb mit vollem Recht verlangt wird, daß nur Berufene mit derartigen Ausführungen betraut werden sollen, so verdienen andererseits diejenigen Neuerungen, welche geeignet erscheinen, so manchem alten und eingerissenen Mißstand erfolgreich zu steuern, die Aufmerksamkeit aller beteiligten Kreise.

Die seit kurzem auf dem Markte befindlichen, sogenannten „nietlosen Gitterträger“ vereinigen alle für einen Konstruktionsteil notwendigen Eiseneinlagen in einem einzigen fertig verlegbaren Gebrauchsstück. Die Träger werden aus einem ursprünglichen Flacheisen maschinell und auf kaltem Wege hergestellt; sie bestehen, wie Abb. 1, S. 62, zeigt, aus zwei gleich großen Zuggurten, aus einem verhältnismäßig schwachen Obergurt und aus einer regelmäßigen Wiederholung von Zug- und Druck-Diagonalen, die Ober- und Untergurte in überall völlig nietlosem Anschluß verbinden. Mit Rücksicht auf die lebhaften Bestrebungen, das Vorkommen von Unglücksfällen im Eisenbetonbau nach Möglichkeit zu verhindern, kann die beschriebene Trägerform an sich schon als ein Fortschritt begrüßt werden. Denn selbst der ungeübteste Arbeiter kann den Träger nicht wohl unrichtig verlegen. Dieser ist für sich standfest und kann nicht umfallen, auch besitzt er überall die nötigen Zwischenräume für eine wirksame Stampfarbeit. Die Uebersichtlichkeit, welche mit der Verwendung derartiger Träger auf dem Bauplatz verbunden ist, ist einleuchtend; dadurch wird auch die eigene, sowie die fremde Kontrolle erheblich erleichtert und vereinfacht.

Neben diesen mehr allgemeinen Gesichtspunkten sind es vor allem die statischen Eigenschaften derartiger Träger, welche für die Verwendung zu Eisenbeton-Bauteilen in Betracht kommen. Zur näheren Untersuchung dieser Eigenschaften ließ die „Fabrik Nietloser Gitterträger“ in der zweiten Hälfte des vergangenen Jahres eine Reihe von Versuchen durchführen, denen noch weitere folgen werden. Das bis jetzt erledigte Versuchsprogramm umfaßt folgende Gruppen: I. Prüfung des verwendeten Eisens; a) Festigkeits-Eigenschaften, b) chemische Eigenschaften; II. Würfelproben; III. Betonbalken ohne Bewehrung; IV. Gitterträger ohne Beton; V. Betonbalken mit normalen Gitterträgern N. P. 16 (Abb. 2, S. 62); VI. Betonbalken mit Gitterträgern ohne Druck-Diagonalen; VII. Betonbalken mit Gitterträgern ohne Druckgurt und ohne Druck-Diagonalen; VIII. Betonbalken mit Gitterträgern mit losgetrennten Untergurten; IX. Betonbalken mit Rundeisenbewehrung (Abb. 3, S. 62). Weitere Versuchsgruppen mit Plattenbalken sind in Vorbereitung. Die Betonmischung war jeweils 1:2:3 in plastischer Maschinenmischung. Das Alter der Probepfeiler betrug i. M. 45 Tage. Der Querschnitt sämtlicher Versuchsträger war 12/23 cm bei 2,4 m

Gewölbehälfte während des Betonierens zeigt die Abbildung 5. Im Hintergrund ist das Gerüst für das Versetzen der Scheitelgelenke zu sehen.

Während bei den beiden erstgenannten Systemen bei der Ausrüstung kaum nennenswerte Setzungen festgestellt werden konnten, betrug bei dieser flachgewölbten Brücke die Scheitelsenkung beim Ausrüsten 32mm. Die Senkung ging nach zwei Wochen um weitere 18mm herunter. Die Brücke ist noch nicht ganz hinterfüllt, und es ist zu erwarten, daß der Scheitel infolge der Belastung sich noch etwas setzen wird. Bei der Ausführung ist eine Ueberhöhung von 20cm vorgesehen, während nach der Berechnung nur eine solche von 12cm erforderlich war.

Außer diesen drei Brückensystemen sind auch einige Bauwerke mit überhängenden Kragarmen und solche mit Auslegerträgern und eingehängten Mittelträgern in Ausführung begriffen. —

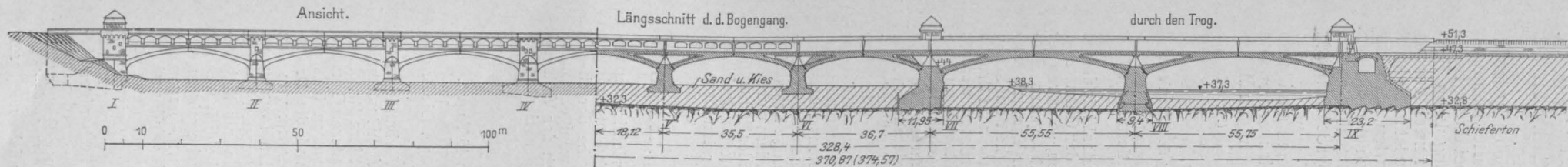
(Forts. folgt.)

gesamter Länge, wobei als Auflager-Entfernung 2,16 m eingehalten wurde.

Da es sich bei diesen Versuchen in erster Linie darum handeln sollte, die Widerstandsfähigkeit der Gitterträger gegenüber Schubkräften zu erproben, so wurde der Querschnitt der achsial gezogenen Eiseneinlagen so reichlich gewählt, daß es sich im Verlaufe der Versuche entscheiden mußte, ob die Widerstandsfähigkeit auf Schub eine derartige ist, daß der gedrückte Beton zum Bruche kommt, oder daß die Eiseneinlagen zerrissen werden. Letzteres war natürlich bei dem nur rechteckigen Querschnitt der Balken nicht möglich, da der gedrückte Beton der schwächere Teil war. Die Eisenbewehrung der Zugzonen betrug im Mittel 2,2%; sie ist also ziemlich größer, als unter den sonst üblichen Verhältnissen. Das Belastungsschema ist aus den Abbildn. 2, 3 und 4, S. 62, ersichtlich. Die Last bestand aus je zwei konzentrierten Lasten im Abstand $\frac{1}{4}l$ vom Auflager. Um über die Formänderungen der Eiseneinlagen und des gedrückten Betons Aufschluß zu erhalten, wurden in den bezüglichen Zonen Feinmessungen angestellt, welche jeweils bis wenige Laststufen vor dem Bruch fortgesetzt wurden. Außerdem wurden an sieben Stellen der Unterkante in fortlaufender Reihenfolge die Durchbiegungen festgestellt. An weiteren Beobachtungen ist zu erwähnen: Entstehung der ersten Risse, Ort derselben, Fortschreiten und Stärke der Risse, sowie Feststellung der Bruchlasten. Die Durchführung der Versuche erfolgte an der Mat.-Prüf.-Anstalt der Gr. Techn. Hochschule Darmstadt.

Es seien hier zunächst nur die hauptsächlichsten Ergebnisse aus den zahlreichen Tabellen und zugehörigen Ermittlungen wiedergegeben. Die Angabe der chemischen Eigenschaft des Eisens dürfte hier weniger von Interesse sein; ihre Feststellung ist lediglich der Vollständigkeit halber erfolgt. Die Festigkeits-Eigenschaften bewegen sich in den auch für Rundeisen üblichen Grenzen. Die Betonbalken ohne Bewehrung ergaben als Vergleichsbasis eine nach Navier errechnete mittlere Bruchfestigkeit des Betons von $\sigma_b = 21,6 \text{ kg/qcm}$ nach 45 Tagen. Die Bruchflächen zeigten zahlreiche durchgerissene Kiesstücke und ein durchaus gleichartiges Gefüge. Die Bruchlast dieser Balken betrug im Mittel 766 kg.

Um die Wirkungen des nietlosen Verbandes aller Teile zu erforschen, wurde die Gruppe V mit normalen Gitter-Trägern zugrunde gelegt. Die mittlere Bruchlast dieser Gruppe betrug 11438 kg. Bei den weiteren Gruppen VI, VII, VIII (siehe Versuchsprogramm) waren teils die Druckdiagonalen, teils der Druckgurt und die Druck-Diagonalen entfernt, teils war der Untergurt von den Diagonalen durch autogenes Abschneiden losgetrennt. Innerhalb der eben erwähnten Versuchsgruppen V—VIII ist als Ergebnis zu erwähnen, daß all die künstlich geschwächten Gitterträger-Einlagen ein erheblich weniger günstiges Verhalten im Verlauf der Versuche zeigten, nur Gruppe VI, bei welcher lediglich die Druck-Diagonalen entfernt waren, erwies sich hinsichtlich der Endbruchlast mit Gruppe V als gleichwertig, was ohne weiteres zu erwarten war. Immerhin erfolgte bei Gruppe VI der Bruch durch Aufgehen der schiefen Zugrisse, sodaß hieraus auf eine günstige Wirkung der im normalen Gitterträger vorhandenen Druck-Diagonalen geschlossen werden kann. Gruppe VII (ohne Druckgurt und ohne Druck-Diagonalen) hat sich schon ziemlich weniger widerstandsfähig erwiesen (Bruchlast im Mittel 10183 kg), weil die allein noch vor-



Abbildungen 7a und b.
Uebersichtszeichnung der Kanalbrücke bei Minden.

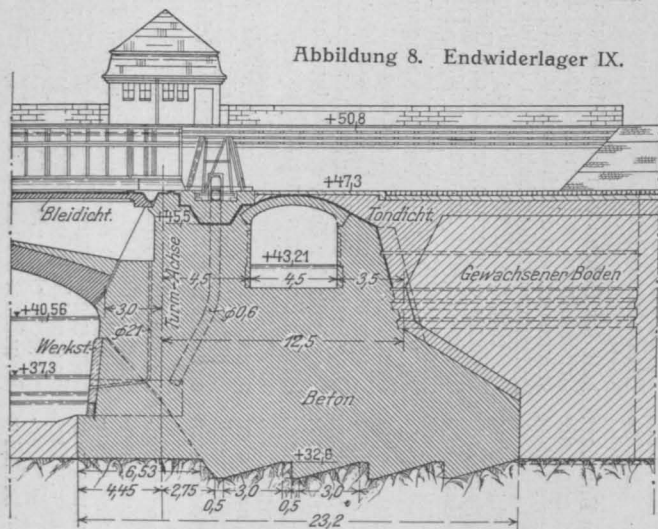


Abbildung 10. Querschnitt neben Strompfeiler IV.
Abbildung 11. Querschnitt durch den Scheitel der Oeffnung VIII—IX.

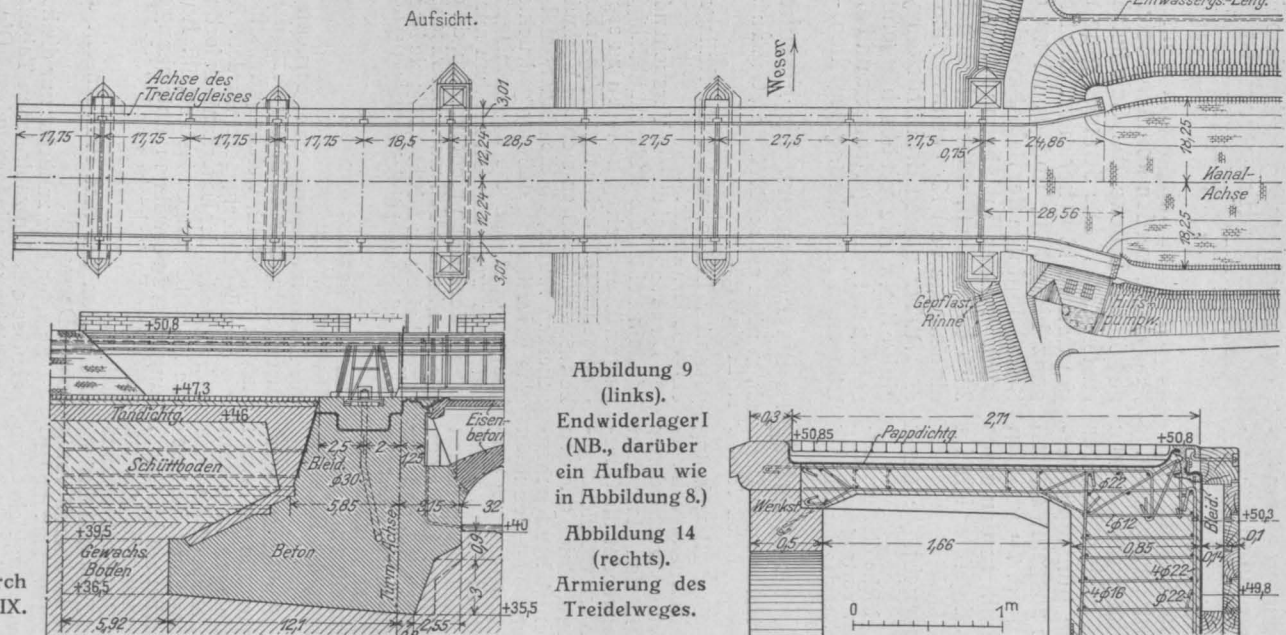
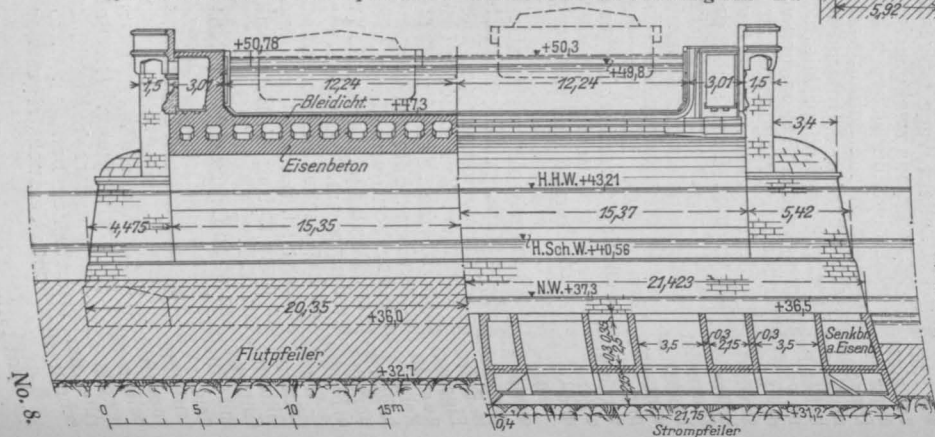


Abbildung 9
(links).
Endwiderlager I
(NB., darüber
ein Aufbau wie
in Abbildung 8.)
Abbildung 14
(rechts).
Armierung des
Treidelweges.

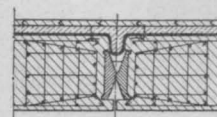
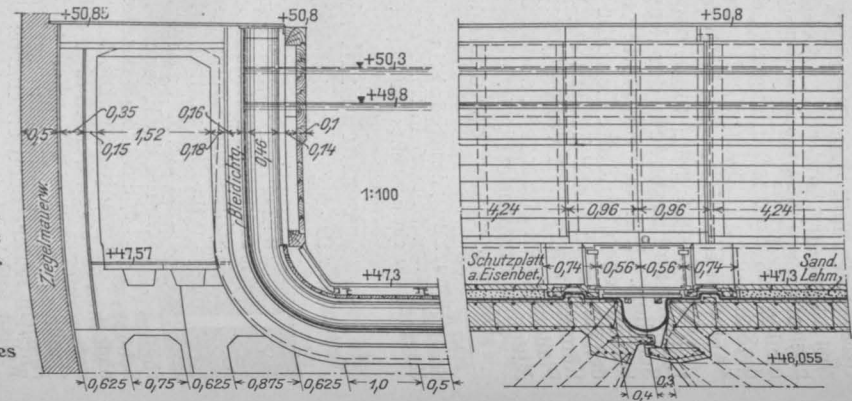


Abbildung 12. Ausbildung
des Scheitel-Gelenkes.
Abbildgn. 13a und b (rechts).
Ausbildung der Kämpferfuge
in Quer- und Längsschnitt.
Kanalbrücke bei
Minden.

Anwendung des
Eisenbetons beim Bau des
Ems—Weser-Kanales.



handenen Zug-Diagonalen des nietlosen Verbandes mit dem Druckgurt und dadurch ihrer Hauptverankerung absichtlich beraubt worden waren. Ebenso stellt sich bei Gruppe VIII (mit losgetrennten Untergurten) sehr bald

dieser absichtlichen Schwächungen zu erwarten waren.

Es möge gleich hier hervorgehoben werden, daß im grundsätzlichen Gegensatz zu den Rißerscheinungen der Gruppe VI—VIII die ersten Risse der Gruppe V (normale

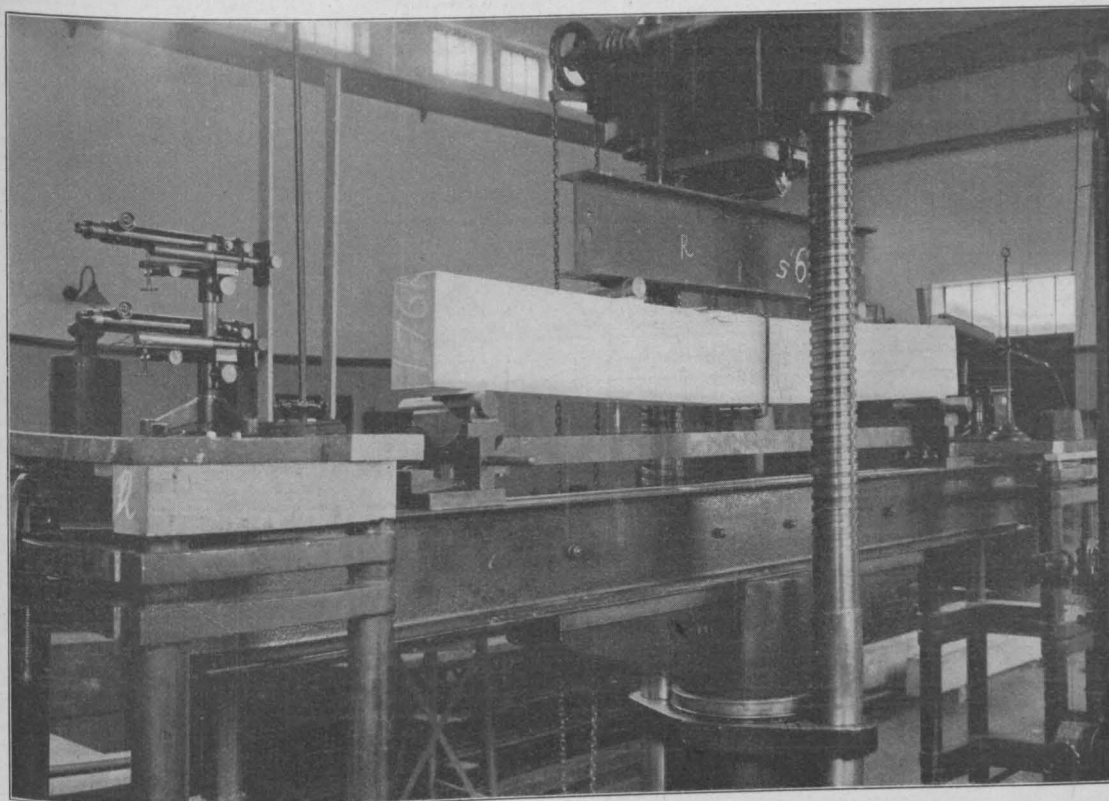


Abbildung 4. Versuchsausführung und Belastungsanordnung.

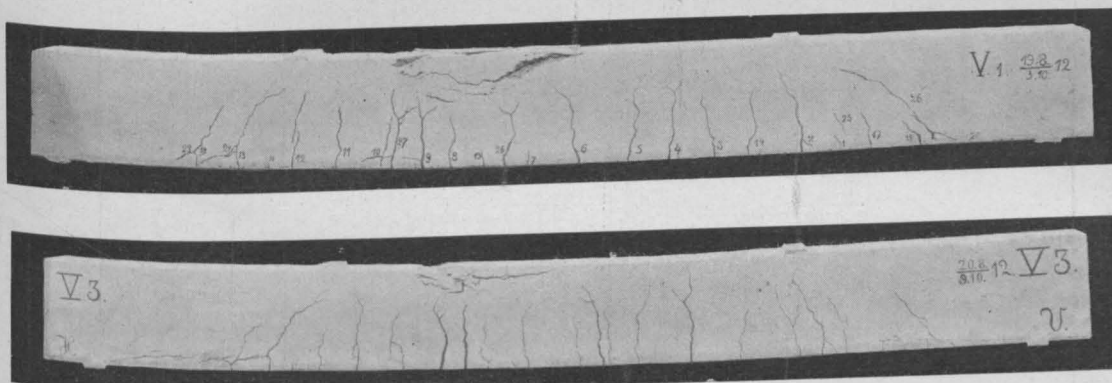


Abbildung 6 und 7. Versuchsbalken mit normalen Gitterträgern.

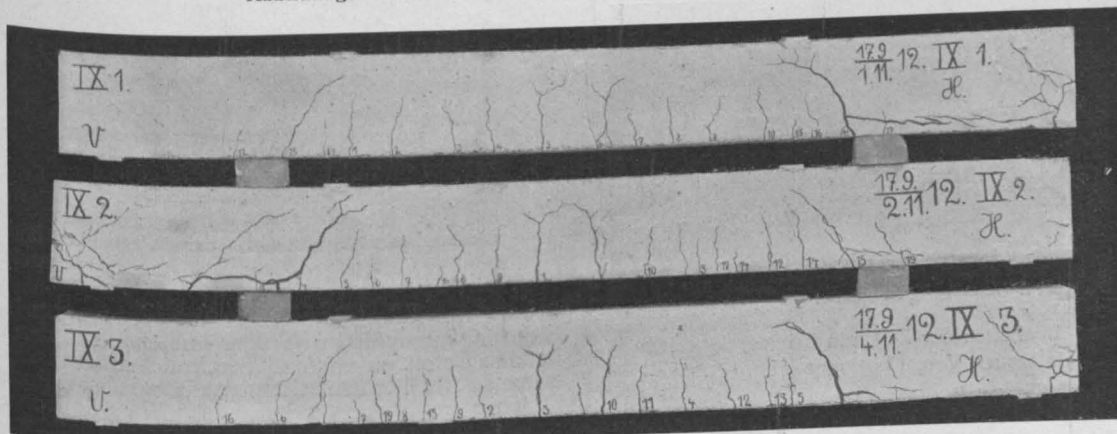


Abbildung 8. Versuchsbalken mit Gitterträgern aus Rundeisen.

das Gleiten der beiden Zugeisen ein, wie dies z. B. deutlich aus Abb. 5, S. 62, zu entnehmen ist. (Mittlere Bruchlast 9383 kg). Es haben sich also bei den künstlich geschwächten Gitterträgern der Gruppe VI, VII und VIII alle diejenigen Nachteile eingestellt, welche auf Grund

Gitterträger) zunächst äußerst fein und in gleichmäßiger Verteilung auftraten. Auch weiterhin bewegten sich die Rißbreiten in sehr kleinen Grenzen. Am interessantesten aber war es zu beobachten, wie sich bei Gruppe V allmählich die Entscheidung darüber vorbereitete, in wel-

chem Trägereil die schließliche Zerstörung einsetzte. (Vergl. die Abbild. 6 und 7, S. 61.) Die vorhandenen schiefen Zugrisse (Schubrisse) hätten sicher schon verhältnismäßig bald zum Bruch geführt, wenn sie Gelegenheit gehabt hätten, sich entsprechend auszudehnen. Allein die äußerst wirksame Verankerung der gezogenen Diagonalen mit Zug- und Druckgurt kam in bester Weise auch äußerlich zum Ausdruck. Bei der nächstfolgenden Laststufe

schwachen Druckgurt veranlaßte. Der Zweck dieser Versuche mit hoher Eisenbewehrung ist also vollständig erreicht worden, indem die Leistungsfähigkeit der nietlosen Gitterträger gegenüber Schub einwandfrei festgestellt werden konnte. Eine derartig weitgehende Verankerung aller Teile unter sich und mit dem Beton ist bis jetzt bei keinem anderen System vorhanden.

Eben dieser nietlose Verband, sowie die ganze Form-

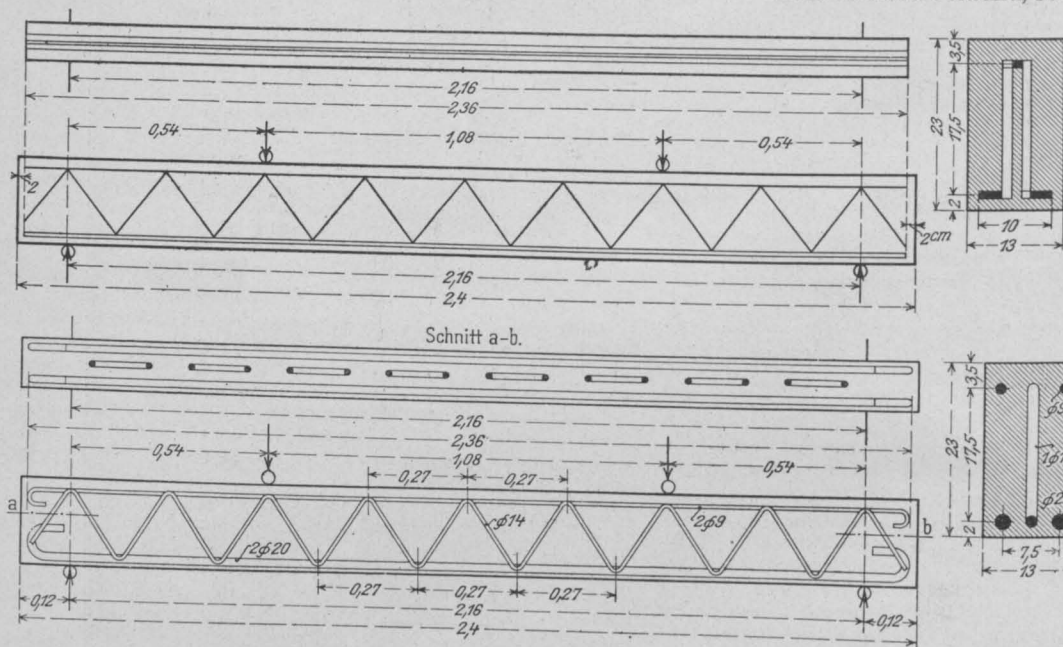


Abbildung 2.
Normaler Gitterträger NP.16 (Versuchsgruppe V).

Abbildung 3.
Eisenbeton-Balken mit Runden-Eisen-Bewehrung (Versuchsgruppe IX). Die Runden-Eisen-Bewehrung entspricht mit möglichster Annäherung der Eisenmenge des Gitterträgers NP. 16.

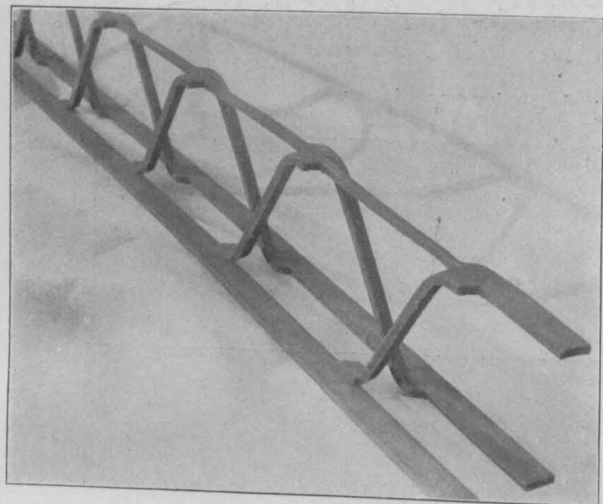


Abbildung 1. Nietloser Gitterträger.

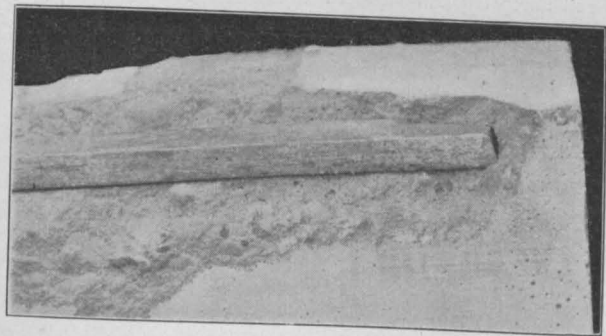


Abbildung 5. Gleiten der Zugeisen bei losgetrenntem Untergurt (Versuchsgruppe VIII).

konnte jeweils festgestellt werden, daß die Höhengröße der achsialen Zugrisse immer mehr zunahm, während die verhältnismäßige Ausdehnung der schiefen Risse zurückblieb und nur wenig Fortschritte machte. Die Widerstandsfähigkeit der nietlosen Gitterträger gegen Schub war die Veranlassung zu immer weiterer Verkleinerung des übrig bleibenden gedrückten Betonquerschnittes, bis dieser schließlich übereinander geschoben wurde, und so dann auch das Ausknicken des verhältnismäßig

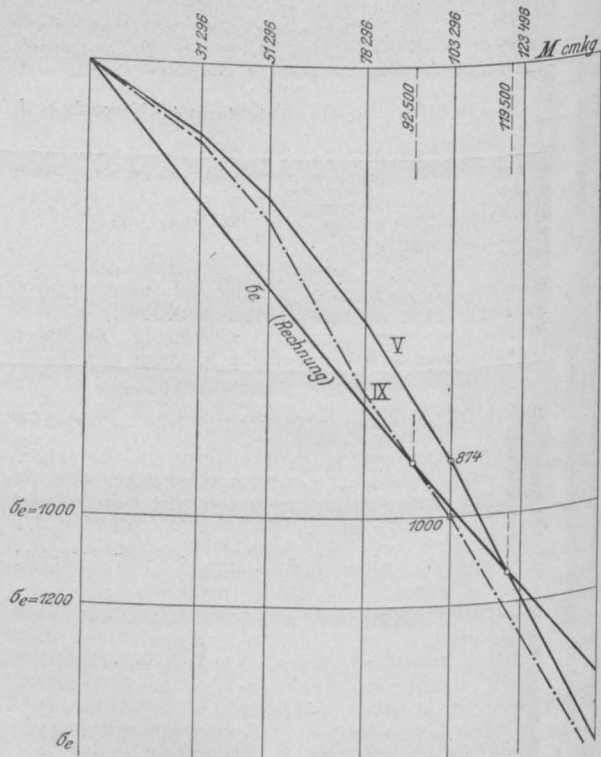


Abbildung 9.
Rechnungsmäßige und wirkliche Eisenspannungen.
Gruppe V Gitterträger, Gruppe IX Runden-Eisen-Bewehrung.

gebung des Gitterträgers waren Veranlassung zur Vermutung, daß ein derartiger Träger imstande sei, den umgebenden Beton zu einer viel weitreichenderen Mitarbeit zwangsweise heranzuziehen, als dies sonst bei Runden-Eisen üblicher Ausführung möglich ist. War die Vermutung richtig, so mußte dies u. a. auch in einer größeren Entlastung der gezogenen Eiseneinlagen durch den Versuch zum Ausdruck kommen. Es wurde daher die Versuchsgruppe IX hinzugefügt (vergl. Abbildungen 3 und 8), bei welcher die im NP. 16 verkörperte Eisenmenge mit möglichster Annäherung in Runden-Eisen nachgebildet wurde. Die Querschnitte der beiden Untergurte und des Obergurtes stimmen fast genau überein; die Zug- und Druck-Diagonalen sind durch ein entsprechend geformtes Rund-

Eisenspannungen einerseits durch Rechnung, anderseits aus den Versuchen ermittelt.
Gruppe V—IX.

| P kg | $\frac{P}{2}$ kg | Mq_m cmkg | Rechnungsmäßige σ_e Gruppe V—IX | | Mittelwerte σ_e aus den Versuchen mit | | | | |
|---------|---------------------|----------------|---|--------------------------------------|--|--------------------------------------|---------------------------------------|--|--------------------------------------|
| | | | ohne f_e $f_e = 6,2 \text{ qcm}$ | mit f_e $f_e = 6,2 \text{ qcm}$ | Gruppe V $f_e = 6,2 \text{ qcm}$ | Gruppe VI $f_e = 6,2 \text{ qcm}$ | Gruppe VII $f_e = 6,2 \text{ qcm}$ | Gruppe VIII $f_e = 6,2 \text{ qcm}$ | Gruppe IX $f_e = 6,2 \text{ qcm}$ |
| 1000 | 500 | 31 296 | 295 | 289 | 154 | 158 | 154 | 149 | 166 |
| 1740 | 870 | 51 296 | 483 | 474 | 290 | 305 | 296 | 326 | 336 |
| 2740 | 1370 | 78 296 | 738 | 723 | 559 | 578 | 615 | 647 | 711 |
| 3660 | 1830 | 103 296 | 975 | 955 | 874 | 870 | 957 | 993 | 999 |
| 4420 | 2210 | 123 496 | 1165 | 1140 | 1191 | 1199 | 1235 | 1231 | 1270 |
| 5300 | 2650 | 147 296 | 1390 | 1360 | 1546 | 1524 | 1552 | 1558 | 1603 |
| 6500 | 3250 | 179 296 | 1690 | 1655 | 1946 | 1949 | 2047 | 1983 | 2030 |
| 8000 | 4000 | 220 296 | 2075 | 2030 | (2495) | (2540) | (2842) | (2531) | (3626) |

eisen nachgeformt worden, Bügel wurden diesen Balken nicht beigegeben, da auch der Gitterträger keine solchen besitzt. Um aus den zahlenmäßigen Ergebnissen einige herauszugreifen, seien diejenigen Messungszahlen erwähnt, die sich bei 975 kg/qcm rechnungsmäßiger Eisenbeanspruchung ergeben haben. (Vergl. auch obenstehende Tabelle der Eisenspannungen.) Die in den Feinmeßapparaten gemessenen Längen wurden unter Benutzung einer konstanten Elastizitätsziffer in Spannungen umgerechnet. Es ergab sich so für die drei Balken Gruppe V i. M. ein tatsächliches $\sigma_e = 874 \text{ kg/qcm}$, während bei den gleichwertigen und unter gleichen Verhältnissen geprüften Rundeisen ein $\sigma_e = 999 \text{ kg/qcm}$ gefunden wurde. Der Rundeisenträger hatte also bereits die rechnungsmäßige Spannung überschritten. (Vergl. auch Abb. 9, S. 62.) Hierbei muß noch ausdrücklich darauf hingewiesen werden, daß die prozentuale Eisenbewehrung eine verhältnismäßig hohe war. Es ist bekannt, daß unter solchen Bedingungen die tatsächlichen Eisenspannungen sich viel rascher den rechnungsmäßigen Grenzen nähern, als bei den üblichen anderen Prozentsätzen. Legt man nun 1000 kg/qcm rechnungsmäßiger Spannung für die Beurteilung der Gitterträger zugrunde, so würde sich aus den oben angegebenen Zahlen für den Gitterträger eine zulässige Beanspruchung von $\frac{999}{876} = 1150 \text{ kg/qcm}$ ergeben. Zweifellos werden sich diese Vergleichs-Verhältnisse bei den bevorstehenden Plattenbalken-Versuchen mit üblicher Bewehrung noch günstiger für den Gitterträger ergeben, sodaß für letzteren eine zulässige Beanspruchung von 1200 kg/qcm als gerechtfertigt erscheinen dürfte.

Als hauptsächlichste Ergebnisse der auf Grund des bisherigen Versuchsmaterials möglichen Beurteilung des nietlosen Gitterträgers seien folgende erwähnt:

1. Der Gitterträger enthält in durchweg nietlosem Verband alle diejenigen Eiseneinlagen in einem einzigen

fertigen Gebrauchsstück, welche für die Bewehrung von Eisenbeton-Bauteilen im allgemeinen nötig sind.

2. Die praktische Handhabung des nietlosen Gitterträgers ist eine sehr einfache.

3. Die Uebersichtlichkeit über die in der Schalung vorhandene Eisenmenge ist eine weitgehende, wodurch auch die eigene und fremde Kontrolle erleichtert wird.

4. Durch den nietlosen Gitterträger wird der umgebende Beton in viel höherem Maße zur Mitarbeit zwangsweise herangezogen, als dies bei Rundeisen möglich ist. Dadurch werden anderseits die gezogenen Eiseneinlagen durch den Beton wirkungsvoll entlastet, sodaß für den nietlosen Gitterträger eine höhere zulässige Spannung gerechtfertigt erscheint.

5. Eine höhere zulässige Spannung für den Gitterträger erscheint auch deshalb empfehlenswert, weil namentlich im Vergleich mit Rundeisen die vielen Zufälligkeiten auf der Baustelle und die damit zusammenhängende ungenaue Verlegung der Eiseneinlagen beim Gitterträger auf ein weit geringeres Maß herabgedrückt werden. Grobe Fehler in dieser Hinsicht sind beim nietlosen Gitterträger so gut wie ausgeschlossen, da selbst der ungeübteste Arbeiter die Verlegung nicht wohl anders bewerkstelligen kann, als diese beabsichtigt ist.

6. Die in regelmäßiger Folge auf- und abgehenden Diagonalen ersetzen die bei Rundeisen üblichen Bügel in vollem Maße.

7. Der Gitterträger gestattet an jeder beliebigen Stelle eine Teilung seiner Länge. Die Verlegungspläne ähneln also in ihrer Einfachheit denen für eiserne Träger. Besondere Maßnahmen, wie etwa Aufbiegen von Eisenteilen und dergl., sind beim nietlosen Gitterträger nicht nötig.

Alles in Allem genommen, kann der nietlose Gitterträger für sich in Anspruch nehmen, als eine wertvolle Neuerscheinung in der Eisenbeton-Industrie zu gelten, die vom statischen Standpunkt aus geeignet sein dürfte, im Bauwesen rasch Eingang zu finden. —

Von der 16. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Berlin 1913. (Schluß aus No. 6.)

u dem Vortrag Wollé über die Leipziger Ausstellung ist noch nachzutragen, daß die Betonhalle aufnehmen soll: die Ausstellung der Stadt Leipzig (die den Hauptanteil der Kosten trägt), des preussischen Staates, eine wissenschaftliche Abteilung, eine solche, in welcher der „Deutsche Ausschuss für Eisenbeton“ die interessantesten Ergebnisse seiner Versuche zur Darstellung bringen wird, eine Ausstellung des „Deutschen Beton-Vereins“, ferner eine solche von Mitgliedern dieses Vereins und des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“, der ebenfalls zu den Kosten des Baues beiträgt. Redner forderte zum Schluß seines Vortrages die Vereinsmitglieder zu einer regen Beteiligung an der Ausstellung auf, damit diese selbst auch dem schönen Bau entspreche, mit dem sich die deutsche Beton-Industrie wohl sehen lassen kann.

Es folgt nun ein Bericht über das Schiedsgerichtswesen von Hrn. Kreisrat Kranzbühler in Darmstadt, der anknüpfte an die Neuregelung des Schiedsgerichtswesens in Baustreitigkeiten in Preußen durch Erlaß des Ministers der öffentl. Arbeiten vom 20. April 1912 und dann Vergleiche zog mit den Bestimmungen der Schiedsgerichts-Ordnung des „Deutschen Beton-Vereins“. Ein wesentlicher Unterschied liege in der Obmannfrage. Die Schiedsgerichts-Ordnung des Vereins sieht zunächst nur 2 Schiedsrichter vor, die im Streitfall einen Obmann zu wählen haben, den der „Beton-Verein“ bestimmt, falls keine Einigung erzielt wird. In Preußen ist von vornherein ein Obmann zuzuziehen, sodaß das Schiedsgericht also stets aus 3 Personen besteht. Gegen früher ist aber insofern eine wesentliche Änderung eingetreten, als der

Obmann nicht mehr im Streitfall durch eine Regierungs-Behörde, sondern durch den Präsidenten des nächsten Oberlandesgerichtes ernannt wird. Dadurch ist jedenfalls eine völlige Unabhängigkeit in der Wahl des Obmannes gesichert. Dieser muß zu einem Richteramt „befähigt“ sein. Einschneidende Änderungen betreffen die Regelung der Kostenverteilung, die zum Teil ohne Bedenken ist. Nach Einführung der neuen Schiedsgerichts-Ordnung in Preußen kann dort natürlich bei Staatsbauten die Schiedsgerichts-Ordnung des Vereins nicht in Frage kommen, sie behält aber für Gemeinde- und private Bauten doch ihren Wert, namentlich auch durch ihre eingehende Festlegung des Verfahrens.

Im Anschluß an diese Ausführungen konnte Hr. Wollé berichten, daß die Schiedsgerichts-Ordnung des „Deutschen Beton-Vereins“ auch im Jahre 1912 in verschiedenen Fällen angewendet worden ist, und daß sich dabei tatsächlich gezeigt habe, daß das Verfahren wesentlich schneller und einfacher sei, als ein solches vor den ordentlichen Gerichten. Von den Städten, denen die Schiedsgerichts-Ordnung mit der Bitte um Einführung bei Beton- und Eisenbeton-Arbeiten übersandt worden sei, hätten diese u. a. angenommen: Aachen, Baden-Baden, Breslau, Dresden, Gera, Pforzheim, Stettin, Suhl, Würzburg. Auch die Sachverständigenliste, die zurzeit einer Durchsicht unterzogen werde, sei vielfach benutzt worden, habe also ein tatsächlich vorhandenes Bedürfnis befriedigt.

Nun begann die lange Reihe der eigentlichen Vorträge, die in technischer und wissenschaftlicher Beziehung zumeist großes Interesse boten und sämtlich durch Lichtbilder erläutert wurden. Sie werden, soweit es nicht schon geschehen ist, sämtlich, zum Teil allerdings in etwas ver-

kürzter Form, in den „Mitteilungen“ zum Abdruck kommen.

Es sprach zunächst Hr. Geh. Reg.-Rat Prof. Rudloff vom Materialprüfungsamt Lichterfelde über „Im vergangenen Jahre ausgeführte Versuche mit Säulen“, die besonders den Einfluß der Verstärkung der Säulenköpfe auf die Formänderung und die Festigkeiten der Eisenbetonsäulen zum Gegenstand hatten und ausgeführt wurden, weil namentlich bei den früheren Versuchen in Groß-Lichterfelde der Bruch der bewehrten Säulen rein prismatischer Form mit wenigen Ausnahmen am zuletzt gestampften Ende, unter Entstehung der bekannten Pyramiden unter der Druckfläche, eingetreten war. Es wurden bewehrte und unbewehrte Säulen, solche mit verschiedenen Köpfen und solche ohne besondere Köpfe mit verschiedenem Abstand der Längseisen von der Druckfläche geprüft. Von den Ergebnissen sei hier nur erwähnt, daß die Festigkeit der bewehrten Säulen mit Kopf gegenüber denjenigen ohne Kopf sich nur dann als größer erwies, wenn bei letzteren die Längseisen 10 mm und mehr von der Druckfläche Abstand hatten. Säulen ohne Kopf, die sich natürlich einfacher und billiger herstellen lassen, hatten sogar bei einem Abstand von 5 mm und darunter zwischen den Enden der Längseisen und der Druckfläche eine etwas größere Festigkeit als Säulen mit Kopf. Bei den weiteren (Haupt-) Versuchen werden daher Köpfe nicht mehr angewendet, die Längseisen an den Druckflächen nur 2–3 mm mit Beton gedeckt. Es werden ferner Eisenformen angewendet, da die Holzformen, selbst wenn sie vor der Verwendung gefirnisset werden, dem eingefüllten frischen Beton Wasser entziehen und dadurch seine Festigkeit ungünstig beeinflussen können. *)

Hr. Prof. Gary, Vorstand der Abt. f. Baumaterialien-Prüfung im Material-Prüfungsamt Berlin-Lichterfelde, sprach sodann über die „Hauptergebnisse der fünfjährigen Proben über das Haften und Rosten von Eisen im Mauerwerk“. Da die Ergebnisse je nach Mörtel, Eisenoberfläche, angewandtem Schutzmittel (Verzinkung, Teeranstrich, Mennige) sehr verschieden sind, läßt sich der Inhalt des Vortrages nicht mit kurzen Worten wiedergeben. Es sei daher verwiesen auf den demnächst in den „Mitteilungen“ erscheinenden Auszug aus dem Vortrag.

Außer diesen beiden, das Versuchsgebiet behandelnden Vorträgen wurden am ersten öffentlichen Verhandlungstage noch drei interessante Vorträge über praktische Ausführungen aus dem Gebiete des Eisenbetonbaues erledigt, von denen die beiden ersteren insofern in gewisser Beziehung zu einander standen, als sie beide Ausführungen am Ems-Weser-Kanal betrafen.

Zuerst sprach Hr. Ob.-Ing. Hart der A.-G. für Beton- und Monierbau über „Anwendung des Eisenbetons beim Bau des Ems-Weser-Kanales“. Es handelte sich einerseits um Brückenkonstruktionen, darunter solche von sehr flachem Bogen, und den großen Brückenkanal über die Weser bei Minden, andererseits um die interessante Schachtschleuse bei Minden, mit welcher eine Höhe von rd. 15 m überwunden wird. Anordnung mehrgeschossiger Sparkammern, sorgfältige Ausbildung der Bewegungsfugen und ausgedehnte Anwendung des Eisenbetons zeichnen das letztere Bauwerk aus. Die Veröffentlichung des Vortrages beginnt in dieser Nummer der „Mitteilungen“.

Bezüglich des zweiten Vortrages von Prof. Dr.-Ing. h. c. Mörsch-Neustadt a. d. Haardt über „Rekonstruktionsarbeiten an weitgespannten Brücken“, in welchem die erfolgreiche nachträgliche Sicherung sehr flach gespannter, auf schlechtem Baugrund errichteter gewölbter Brücken gegen Gleiten der Widerlager (Ausführungen der Firma A.-G. Wayss & Freytag in Neustadt a. d. H.) geschildert wurden, kann auf die in No. 6 und 7 bereits erfolgte Wiedergabe des Vortrages verwiesen werden.

Den Beschluß des ersten öffentlichen Verhandlungstages bildete der Doppelvortrag der Hrn. Stadtbauinsp. Dr.-Ing. Trauer-Breslau und Reg.-Bmstr. a. D. Dir. Gehler-Dresden über die außerordentlich kühne und sorgfältig durchgeführte Konstruktion der Festhalle zu Breslau, ein Werk des Arch. Stadtr. Berg in Breslau, deren Eisenbetonkuppel von 65 m Durchmesser das bedeutendste bisher ausgeführte Kuppelbauwerk darstellt. Wir werden über dieses in architektonischer, konstruktiver und theoretischer Beziehung gleich bedeutsame Bauwerk, dessen Gesamtkosten 1 1/3 Mill. M. betragen (davon auf den Kuppelbau allein 1 Mill.) und dessen schwierige Ausführung in verhältnismäßig sehr kurzer Zeit durch die A.-G. Dyckerhoff & Widmann in Dresden bewirkt worden ist, demnächst ausführlich im Hauptblatt der „Deutschen Bauzeitung“ berichten.

*) Vergl. auch Heft 21 der Veröffentlichungen des „Deutschen Ausschusses“. Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Pr. 6 M.

Der letzte Verhandlungstag wurde eingeleitet durch einen Vortrag des Hrn. Ing. Christiani-Hamburg über „Eisenbeton-Kaimauern der norddeutschen Seeküsten“, in welchem in praktischer und theoretischer Beziehung sorgfältig durchgebildete, von der Firma Christiani & Nielsen in Hamburg erstellte Kaimauern mit Eisenbeton-Pfahlrost (Zug- und Druckpfähle) vorgeführt wurden, darunter eine besonders interessante für Stettin mit Belastung durch einen 240 t schweren Kohlenkran.

Den zweiten Vortrag an diesem Tage hielt Hr. Ob.-Ing. Mautner der Firma Dücker & Co. in Düsseldorf über „das Pumpwerk der alten Emscher“, in welchem die interessante Aufgabe behandelt wurde, einen kühnen Kuppelbau auf durch Bergbau gefährdetem Boden gegen alle Senkungs- und Verschiebungs-Möglichkeiten standfest auszugestalten. In No. 6 und 7 ist der Vortrag bereits wiedergegeben.

Ebenso Rücksichten auf Senkungsmöglichkeiten waren zu nehmen bei dem „Schwimmbecken der Volks-Badeanstalt in Gladbeck i. W.“, über das Hr. Dr.-Ing. Müller von der Firma Hüser & Co. in Oberkassel sprach, welche diese Aufgabe durch Stützung des Beckens auf drei Auflager, die wieder gehoben werden können, in geschickter Weise gelöst hat. Wir können auf die bereits erfolgte Veröffentlichung in No. 4 und 5 verweisen.

Den letzten Vortrag hielt Hr. Ob.-Ing. Friedländer der Fa. Brenzinger & Co., Freiburg i. B., über „Interessante neuartige Brückenbauten mit Auslegern“, natürlich auch Ausführungen in Eisenbeton betreffend, bei denen die Aufgabe zu lösen war, mit sehr geringen Konstruktionshöhen auszukommen. Eine Veröffentlichung der eigenartigen Ausführungen steht demnächst in unseren „Mitteilungen“ bevor.

An die z. T. umfangreichen Vorträge schlossen sich noch eine Reihe von Mitteilungen über bemerkenswerte Bauausführungen. Hr. Dr.-Ing. Kleinogel-Darmstadt sprach über von ihm ausgeführte „Versuche mit nietlosen Gitterträgern als Bewehrung für Eisenbeton“, deren sehr günstige Ergebnisse bei den sonstigen Vorzügen gegenüber der Rundeseisen-Bewehrung nach Ansicht des Redners dieser Armierungsweise ein weites Feld eröffnen, eine Ansicht, die allerdings nicht allseitig geteilt wird und der Hr. Dr.-Ing. Mautner-Düsseldorf namentlich in einer eingehenden Entgegnung widersprach. Auch Hr. Langelott schloß sich dieser Entgegnung an und bezweifelt namentlich die Wirtschaftlichkeit dieser Armierungsweise. Die Ausführungen des Vortragenden sind an anderer Stelle in dieser Nummer wiedergegeben. Als zweiter Redner sprach dann noch Hr. Ing. F. Möhl-Kopenhagen unter Vorführung zahlreicher Lichtbilder über eine neue Schornstein-Bauweise, bei welcher es durch Zusammensetzung des Schornstein-Querschnittes aus 4 Kreisstücken desselben Halbmessers, die sich durchschneiden und von der Spitze zum Fuße zunehmende Entfernung ihrer Mittelpunkte besitzen, möglich ist, Schornsteine herzustellen, die überall dieselbe Krümmung besitzen, sodaß sich die Herstellung der Schablonen vereinfacht. Der Schornstein erhält durch diese Anordnung 4 senkrechte, sich von oben nach unten vertiefende Furchen am Zusammenschnitt der Kreisbögen, die nicht unschön wirken. Auch in Deutschland sind derartige Schornsteine schon ausgeführt.

Hr. Dir. Dr. Petry sprach zum Schluß noch kurz über Bauunfälle, die nur durch sorgfältige Auswahl der Unternehmer und Fernhaltung ungeeigneter Elemente ganz vermieden werden könnten. Derselbe Redner macht dann noch interessante Mitteilungen über die bei einer Kessel-Explosion bewiesene hohe Widerstandsfähigkeit des Eisenbetons, die nach Ansicht des Vorsitzenden dazu führen sollten, Eisenbeton-Konstruktionen für die tragenden Konstruktionsteile von Kesselhäusern vorzuschreiben, während sie jetzt nicht zugelassen sind.

Der vorgeschrittenen Stunde wegen mußten andere Themata, so die Frage des Verhaltens der Beton- und Eisenbetonbauten bei Erdbeben von der Tagesordnung abgesetzt werden. Es wurde nur noch Hr. Beigeordneter Rehorst-Köln das Wort zu einer Mitteilung über die dort 1914 stattfindende Ausstellung des Werkbundes erteilt, zu deren Beschickung er ein-lud, und dann nach Erledigung einiger im Fragekasten befindlicher Fragen die sehr interessante Versammlung durch den Vorsitzenden geschlossen. —

Inhalt: Anwendung des Eisenbetons beim Bau des Ems-Weser-Kanales. — Versuche mit nietlosen Gitterträgern als Bewehrung für Eisenbeton. — Von der 16. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Berlin 1913. (Schluß.) —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

 UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
 CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

No. 9.

Vortrag von Oberingenieur Hart der A.-G. für Beton- und Monierbau, gehalten auf der XVI. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Berlin 1913. (Fortsetzung.)

Wasser aus der Weser ist ein Pumpwerk vorgesehen. Fast sämtliche Bauwerke sind noch in Ausführung, doch ist deren Ausbau soweit fortgeschritten, daß ein genügend klares Bild über den Umfang der interessanten Bauwerke geboten werden kann.

Ich muß mich auf die nähere Behandlung der Kanalbrücke und der Schachtschleuse beschränken.

Die allgemeine Anordnung der Kanalbrücke und die Einzelheiten der Konstruktion zeigen die Abbildungen 7—14 in No. 8. Die Brücke ist 30,4 m breit

tung der von der
 Porta Westfalica
 kommenden Weser,
 sowie die Richtung
 des Kanales zu er-
 sehen. Den Ueber-
 gang des Kanales,
 dessen Sohle 10,3 m
 über dem Mittel-
 Wasserstand der
 Weser liegt, über
 das Wesertal bildet
 eine 370 m lange
 Eisenbeton-Bogen-
 brücke. Die Verbin-
 dung zwischen dem
 hoch liegenden Kan-
 al und der tieflie-
 benden Weser ver-
 mittelt eine Schacht-
 Schleuse mit Spar-
 Becken von rd. 15 m
 Gefälle. Im An-
 schluß an die obere
 Haltung des Kan-
 ales und an der un-
 teren Haltung der
 Weser sind grö-
 ßere Hafen-Anla-
 gen für die Stadt
 Minden in Ausfüh-
 rung begriffen.
 Zur Speisung des
 Kanales mit dem

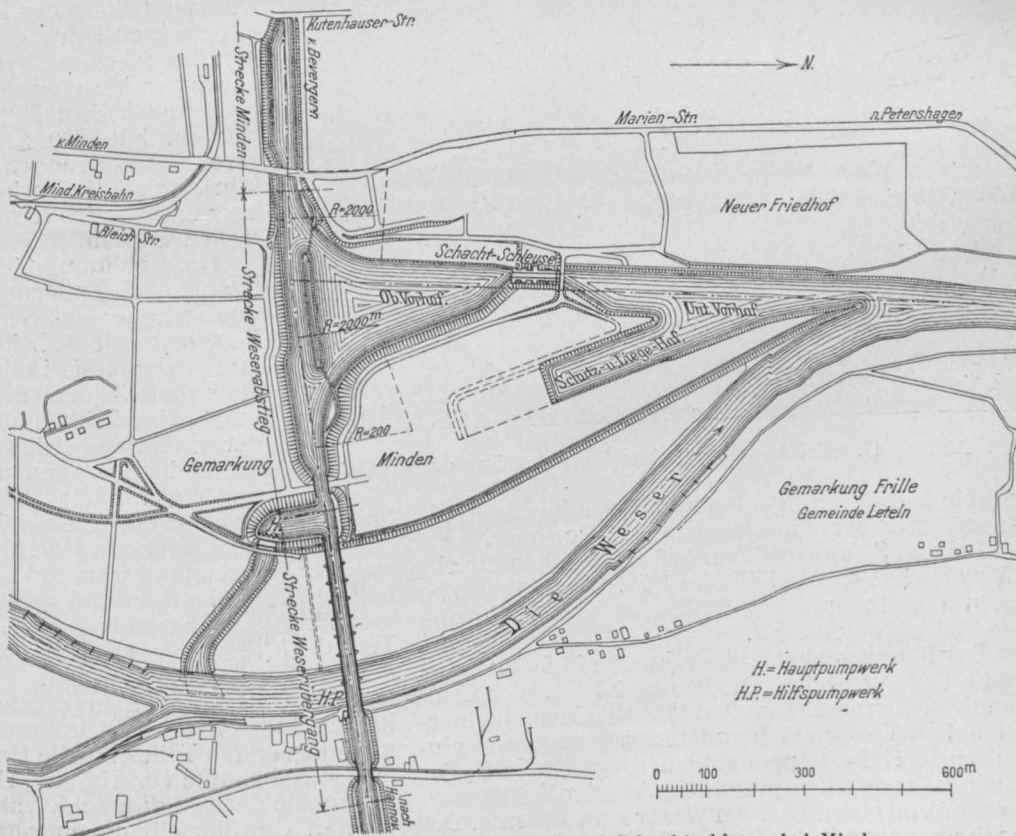


Abbildung 15. Lageplan für Brückenkanal und Schachtschleuse bei Minden.

und besteht aus 8 Öffnungen, von denen die beiden Stromöffnungen eine Lichtweite von je 50 m und die 6 Flutöffnungen eine solche von je 32 m besitzen.

Zwischen der ersten und der zweiten Stromöffnung befindet sich der Strompfeiler, zwischen der zweiten Stromöffnung und der ersten Flutöffnung ist der Uebergangspfeiler angeordnet. Die Flutbrücken sind durch einen Gruppenpfeiler in 2 Teile zerlegt. Die Dreigelenkbögen sind als Stützliniengewölbe ausgebildet. Des besseren Aussehens wegen ist der unteren Leibung ein etwas anderer Verlauf gegeben worden. Etwa 3 m vom Kämpfer senkt sich die Bo-



Abbildung 18. Ansicht der Rippen auf der südlichen Hälfte der Gewölbe 5 und 6.

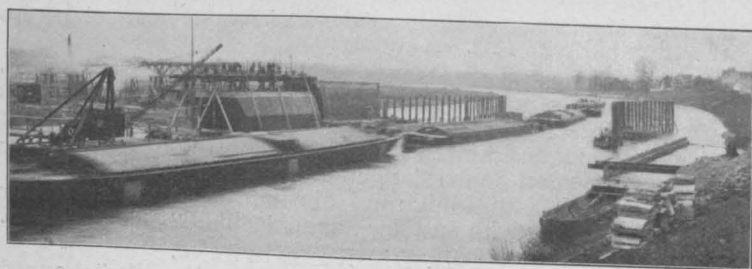


Abbildung 16. Versenkung der beiden Brunnen eines Strompfeilers des Brückenkanals. Ansicht der Leitwerke.

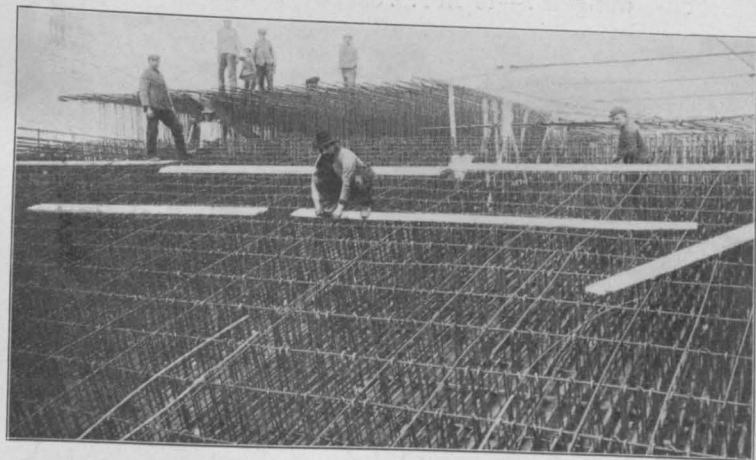


Abbildung 17. Eisenbewehrung eines Stromgewölbes der Brücke.

genlinie stärker und geht dann ellipsenförmig in die Längsflächen der Widerlager und Pfeiler über.

Bei den Stromgewölben beträgt die theoretische Stützweite 50,5 m, die Pfeilhöhe 4,6 m. Die Flutgewölbe haben eine theoretische Stützweite von 32,5 m und eine Pfeilhöhe von 3,6 m.

Der Kanaltrog hat eine Breite von 24,5 m und eine größte Tiefe von 3,7 m. Die beiden 2,7 m breiten Leinpfade bestehen aus Eisenbeton-Plattenbalken, die einerseits auf den Trogwänden und andererseits auf den Steinpfeilern der Außenkappen ruhen. (Abb. 14 in No. 8.) Die Gänge unter dem Leinpfad vermitteln den Fußgänger-Verkehr von einem Ufer der Weser zum anderen. Der Trogboden wird gegen Beschädigungen durch Boots-

haken oder äußere Stöße durch 8 cm starke Eisenbeton-Platten geschützt. Die Seitenwände des Troges erhalten eine entsprechend starke Holzverschalung und eine gußeiserne Abschlussschwelle.

Der Kanaltrog ruht auf parallel zur Kanalachse aufgebauten Rippen. Die Gelenke sind aus Stahlguß als Wälzgelenke hergestellt und haben auf 1 lfdm am Kämpfer z. B. bis zu 715 t aufzunehmen.

Ein besonders großer Wert wird auf eine tadellose Abdichtung des Troges und hauptsächlich der über den Gelenken vorhandenen Dehnungsfugen gelegt. Für die Abdichtung des Troges ist eine Auskleidung mit 3 mm starkem Blei vorgesehen, das über den Gelenkfugen (Abb. 12 u. 13 in No. 8) durch kupferne kreisförmig gebogene Hängebleche getragen werden soll. Um zu verhüten, daß ein etwa im Kupferhängeblech entstehender Riß das Kanalwasser ausfließen läßt, soll durch eine stopfbüchsenartige Form der gegeneinander sich verschiebenden Betonrippen eine zweite Dichtung mit eingelegtem Weichbleirohr als Reserve geschaffen werden. Zur Abdeckung der Gelenkfugen in der Trogsohle über den Kämpfern sollen eiserne Platten verwendet werden, während über den Scheitelgelenken eine Ausfüllung mit lehmigem Sand wegen der geringen Bewegung genügen wird. Die Leinpfad-Plattform soll eine wasserdichte Abdeckung mit einer dreifachen Papplage erhalten.

Die Baustelle befindet sich nördlich von der Stadt Minden. Das in einer Krümmung von rund 1000 m Halbmesser liegende Flußbett wird vom Bauwerk senkrecht gekreuzt. Das linke Ufer liegt ziemlich tief, etwa in mittlerer Hochwasserhöhe, während das rechte Ufer vollständig hochwasserfrei ist. Der Untergrund besteht in der obersten Schicht aus sandigem Boden, zum Teil aus grobem Kies mit Lehm durchsetzt, darunter ist meist grober Kies. Unter dieser Schicht steht Schiefer-ton in ziemlich großer Mächtigkeit an. Das linke Widerlager und die Flutpfeiler wurden auf den groben Kies gegründet, während der Uebergangs- und der Strompfeiler sowie das rechte Widerlager mit Rücksicht auf die etwaigen Unterspülungen, bis auf den festen Schiefer-ton geführt sind. Die Herstellung der Fundamente bot im allgemeinen keine großen Schwierigkeiten; der allerdings große Wasserandrang durch den kiesigen Boden konnte mittels einer Anzahl Zentrifugalpumpen bewältigt werden. Für den Strompfeiler ist eine Eisenbeton-Brunnengründung ausgeführt, wobei die Vorbereitungen für eine etwa erforderliche Druckluftgründung getroffen wurden.

Die Abbildung 16 veranschaulicht die Kasten nach Entfernung der Einschalung und während des Senkens des vorderen Kastens, sowie die Leitwerke für die Durchfahrt der Schiffe in der Weser. Aus der Aufnahme ist auch die Aufhängevorrichtung beim Senken der Brunnen mittels der mit Dampftrieb bewegten schweren Spindeln zu erkennen. Eine gleichzeitige und gleichmäßige Bewegung sämtlicher

Spindeln war auf diese Weise möglich. Die Preßluftgründung war nicht erforderlich, weil der Wasserstand während des Senkens ein verhältnismäßig niedriger und somit kein großer Wasserandrang zu bewältigen war. Die ausgekragten Teile der Pfeilerfundamente und die Pfeilerköpfe wurden in Eisenbeton hergestellt.

Der Oberbau der Lehrgerüste ist immer für einen halben Bogen hergestellt und wurde nach der Absenkung des ersten Teiles für die Herstellung der zweiten Gewölbehälfte verschoben. Um etwaige Unebenheiten, die durch die verschiedenen Setzungen in der unteren Gewölbeleibung eintreten konnten, auszugleichen, wurde zwischen den beiden Teilen ein

Streifen von 1 m Breite freigelassen, der nach dem Ausrüsten der zweiten Hälfte geschlossen wurde.

Abbildung 17 zeigt die umfangreiche Bewehrung eines Stromgewölbes kurz vor dem Betonieren. Die obere und die untere Eiseneinlage sind durch kräftige Bügel verbunden. Die Betonierung der Gewölbe erfolgte in Längsstreifen in der Weise, daß nach dem Hinterstampfen der Kämpfergelenke und dem Einbauen der Zwischenschalungen der einzelnen Lamellen, vom Kämpfer und vom Gewölbeviertel beginnend, vorgegangen ist. Erst nach Fertigstellung der ganzen Gewölbehälfte wurden die Scheitelgelenke auf ihre richtige Lage geprüft und in der ganzen Länge hinterstampft. Der Beton der Gewölbe wurde mit Rücksicht auf die umfangreiche Eisenbewehrung in weichem Zustande eingebracht.

Abbildung 6 in No. 8 zeigt die ersten 5 Öffnungen in der Einrüstung. Die Betonarbeiten mußten mit Rücksicht auf das Ende August plötzlich eingetretene Hochwasser auf kurze Zeit eingestellt werden. Zuerst wurde das an den Uebergangspfeiler anschließende Flutgewölbe betoniert und dann folgten die beiden nächsten Flutöffnungen. Hierauf wurden das erste und zuletzt das zweite Stromgewölbe hergestellt. Die letzten 3 Flutöffnungen sollen in diesem

Frühjahr betoniert werden. Die Gewölbe wurden etwa 4—5 Wochen nach der Betonierung ausgerüstet. Die bisher aufgetretenen Scheitelsenkungen, die den errechneten annähernd entsprechen, betragen bei den Flutöffnungen i. M. 46—48 mm, bei der linken Stromöffnung 91 mm und bei der rechten Stromöffnung 102 mm. Diese letzte Messung ist wohl auf die große Öffnung zurück zu führen, welche für die Schifffahrt freigelassen und durch eiserne Binder überspannt werden mußte.

Für die Bereitung des Betons mußten ziemlich große Mischmaschinen mit je $\frac{3}{4}$ cbm Trommel-Inhalt verwendet werden, da an manchen Tagen über 220 cbm Beton zu bewältigen waren. Sämtliche Maschinen und Aufzüge wurden mittels elektrischer Kraft betrieben. Die Rippen wurden erst nach dem Ausrüsten der Gewölbe aufbetoniert. Abbildung 18 zeigt die fertig betonierten Rippen der ersten Gewölbehälfte. Die herausstehenden Schereisen und die Furchen bzw. Aufrauungen auf dem Gewölberücken geben die Stellen an, wo die Rippen der zweiten Hälfte aufgebaut werden sollen.

Außer dem großen Weserübergang sind bei Minden noch einige Straßenübergänge ausgeführt worden. —

(Schluß folgt.)

Ueber Zement-Kalk-Mörtel bei Talsperrenbauten.

Vortrag gehalten auf der 36. General-Versammlung des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ in Berlin 1913.
Von Prof. Dr.-Ing. h. c. Rudolf Dyckerhoff in Amöneburg.

Im vergangenen Jahre erschien einige Tage vor unserer Generalversammlung in Nr. 16 des Zentralbl. der Bauv. ein Aufsatz „Zur Frage der Zementkalkmörtel bei Talsperrenbauten“ von Dr.-Ing. h. c. Hambloch in Andernach. In diesem Aufsatz sind Behauptungen enthalten, die nicht unwidersprochen bleiben können. Ich hatte die Absicht, dies auf unserer letzten Generalversammlung zu tun, soweit mir das Material hierzu zur Hand war, unterließ dies aber auf Wunsch von Hrn. Hambloch, da er wegen vorzeitiger Abreise an den Verhandlungen über diese Frage nicht mehr teilnehmen könnte. Da ich kein Freund von Polemik in Fachblättern bin, zog ich es vor, mit meinen Einwendungen bis heute zu warten und habe inzwischen auch noch weitere Erkundigungen über die mir näher bekannten, in Zementkalkmörtel ausgeführten Talsperren eingezogen.

Hr. Dr. Hambloch führt in seinem Aufsatz aus, daß nach Michaelis Portlandzement bis zu 30 % Kalküberschuß enthalte, und man müsse sich deshalb wundern, daß man bei Zementkalkmörtel zu dem überschüssigen Kalk noch mehr Kalk hinzufüge, welcher schädlich wirken müsse, wenn beim Bauwerk aufsteigende Feuchtigkeit und zeitweilige Nässe auftreten, wie das bei Talsperren wohl in ganz erheblichem Maße der Fall sei. Es könnten durch Kalkauslaugungen ganze Mauerteile allmählich morsch werden. Hr. Hambloch sagt ferner, wenn auch bei Laboratoriumsversuchen wasserdichte Zementkalkmörtel mit Erfolg hergestellt worden seien und wenn man weiter Talsperrenbauten aus Zementmörtel mit Fettkalkzusatz ausführe, so seien dies keine Zeugen für die Verwendbarkeit von Zementkalkmörtel zu Talsperren, weil sich Zweifel aufdrängen würden, ob nicht in späteren Jahren an solchen Bauwerken irgendwelche Schäden eintreten könnten. Er empfiehlt am Schlusse seines Aufsatzes einen Zusatz von Traß zum Zementkalkmörtel, um den Kalküberschuß zu vermeiden.

Hieran anschließend dürfte Sie vielleicht die Ansicht interessieren, welche leider auch sonst noch verbreitet ist und die mir gegenüber ein auch im Ausland bekannter Wasserbau-Ingenieur vor einiger Zeit gesprächsweise äußerte. Er sagte mir, Hr. Dyckerhoff, mit Portlandzement kann man keine wasserdichten Mörtel herstellen, worauf ich ihm entgegenete, das sei wohl ein Mißverständnis, denn mit Portlandzementmörtel in fetter Mischung (1-2 Teile Sand), bei dem die Hohlräume des Sandes voll mit Portlandzement ausgefüllt sind, erhalte man einen vollkommen wasserdichten Mörtel. Bei höherem Sandzusatz, wenn man keine hohen Festigkeiten verlangt, seien die Hohlräume nicht vollständig ausgefüllt, und diese Mörtel selbstverständlich nicht

wasserdicht. Setze man aber solch' mageren Zementmörteln soviel feinpulverige Stoffe zu, für Wasserbauten Fettkalk oder hydraulischen Kalk, welche überall leicht zu

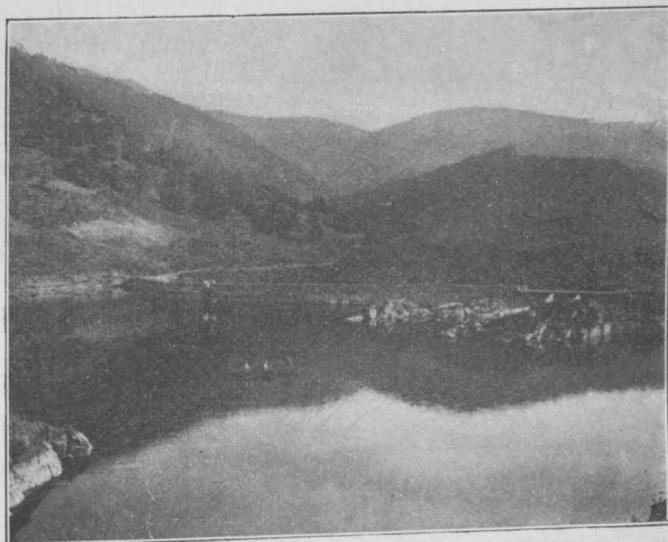


Abb. 1. Alfeld (Vogesen). Sperrmauer, Ansicht von talabwärts.

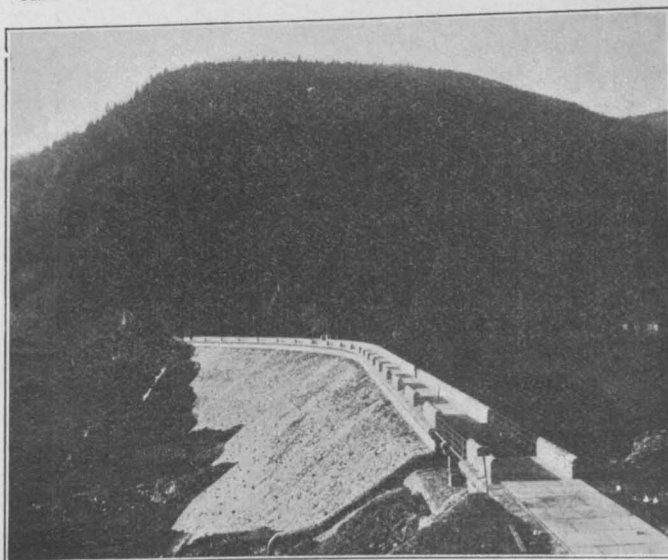


Abb. 2. Alfeld (Vogesen). Sperrmauer, Ansicht von der Seeseite.

haben sind, daß die Hohlräume vollständig ausgefüllt seien, so erhalte man auf diese Weise ebenfalls wasserdichte Mörtel.

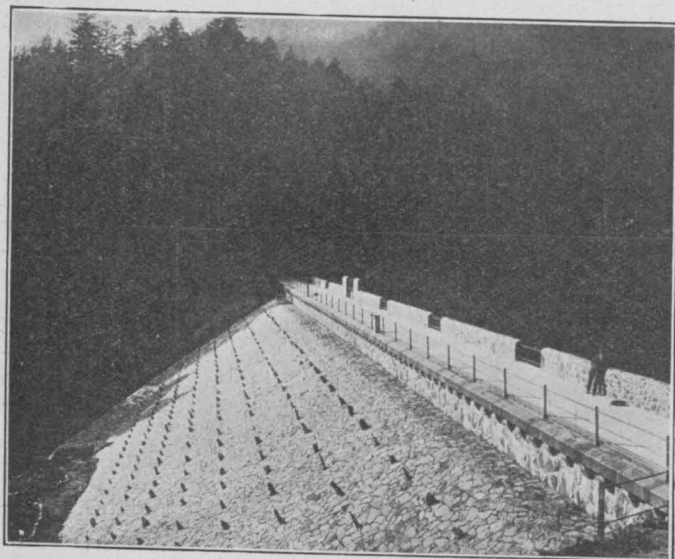


Abb. 3. Alfeld (Vogesen). Sperrmauer, Ansicht von talabwärts.

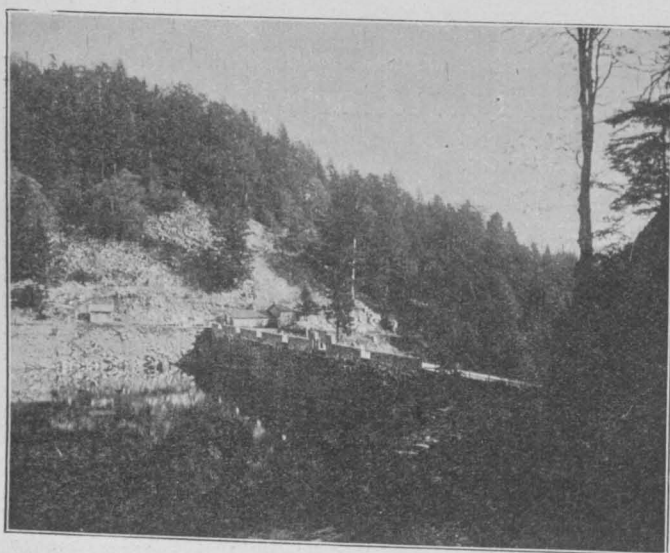


Abb. 4. Altenweiher (Vogesen). Gesamtansicht.

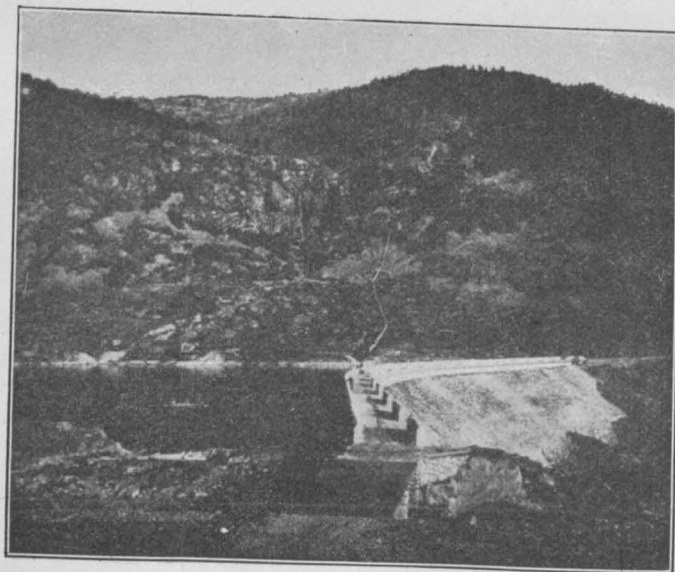


Abb. 5. Altenweiher, (Vogesen). Sperrmauer, Ansicht von der Seeseite.

Anfang der 80er Jahre habe ich in unserem Verein bei meinen Versuchen über die geeigneten Mischungsverhältnisse der Zementkalkmörtel auch mitgeteilt, wie hoch der Zusatz von Kalk bei verschiedenen Sandzu-

sätzen sein muß, um wasserdichte Mörtel zu liefern. Mitte der 80er Jahre wurde im Elsaß unter Hrn. Ministerialrat Fecht mit dem Bau verschiedener Talsperren begonnen.

Im Jahre 1894 habe ich schon hier auf der General-Versammlung über die Anlage, Ausführung usw. dieser Talsperren ausführlich berichtet, und will ich daher jetzt nur die von Hambloch aufgeworfene Frage der Wasserdichtigkeit der Mörtel erörtern. Auf die Vorzüge, welche Traßkalkmörtel und Zementkalkmörtel sonst gegeneinander bieten, will ich jetzt nicht eingehen. Als Ergänzung meiner Mitteilungen seien ferner von verschiedenen in Zementkalkmörtel ausgeführten Talsperren Ansichten beigegeben, sowie Angaben über die Größenverhältnisse der verschiedenen Talsperren und die Zusammensetzung der verwendeten Mörtel.

Vor der Bauausführung wurden im Elsaß durch die Behörde verschiedene Mörtel auf ihre Festigkeit, Wasserdurchlässigkeit usw. geprüft, u. a. Traßkalkmörtel und Zementkalkmörtel, und entschloß man sich, auf Grund der Versuche zur Verwendung von Zementkalkmörtel.

Es wurden im Elsaß 5 größere und kleinere Talsperren in Zementkalkmörtel ausgeführt. Die größte Talsperre mit über 1 Mill. cbm Inhalt, in Alfeld im Dollertal (Abb. 1—3), habe ich im Jahre 1888 nach ihrer Vollendung im Betrieb gesehen und eine zweite ebenfalls große in Altenweiher im Fechtthal (Abbildung 4 u. 5) während des Baues. Später wurde im Lauchtal noch eine Talsperre mit Traßkalkmörtel ausgeführt, weil man zur Herstellung von Sand aus Granitgrus eine Maschine aufstellen mußte, die dann gleichzeitig zum Mahlen von Traß und zum Mischen des Mörtels benutzt werden konnte. Traßmörtel wurde also aus Sparsamkeitsgründen verwendet. In einem Vortrag im „Verein zur Beförderung des Gewerbefleißes“ 1893 hat Hr. Prof. Intze, Autorität im Talsperrenbau und Anhänger von Traßkalkmörtel, die Äußerung getan, daß man im Elsaß die Sperrmauern mit Zementkalkmörtel nicht hätte dichten können und deshalb später bei der Talsperre im Lauchtal zu Traßkalkmörtel übergegangen sei. Dies ist also ein Irrtum von Prof. Intze, wie ich auch früher schon hervorgehoben habe. Ich will noch hinzufügen, daß bei den später durch Prof. Intze mit Traßkalkmörtel ausgeführten Staumauern im Rheinland zur Sicherung der Wasserdichtigkeit ganz umfangreiche Vorsichtsmaßregeln für nötig erachtet wurden. Auf der Wasserseite dieser Talsperren wurde nämlich ein wasserdichter Verputz aus Zementmörtel, sowie ein zweimaliger Anstrich mit Goudron aufgebracht, außerdem wurde dieser Verputz noch durch eine Blendmauer aus Bruchsteinmauerwerk geschützt, während bei den Staumauern im Elsaß nur die Fugen des Zyklopenmauerwerkes mit wasserdichtem Zementmörtel ausgefügt wurden.

Ueber die Erfahrungen bei den Talsperren im Elsaß habe ich 1908 hier berichtet und mitgeteilt, daß nach meinen Erkundigungen bei der Behörde in Straßburg bei allen obigen Talsperren, also auch bei der am Lauchensee mit Traßkalkmörtel ausgeführten, die anfangs aufgetretenen leichten Durchsickerungen später verschwanden. Diese anfänglichen Durchsickerungen sind also bei beiden Mörtelarten aufgetreten und sind erklärlich durch kleine Undichtigkeiten im Zyklopenmauerwerk, welche sich aber allmählich dichten. Vergangenes Jahr hatte ich Gelegenheit genommen, mit Hrn. Ministerialrat Fecht über die vorliegende Frage zu sprechen und gab er mir über die Talsperren mit Zementkalkmörtel wiederum in jeder Beziehung befriedigende Auskunft. Er ist der Ansicht, daß man mit Zementkalkmörtel ebensogut Talsperren ausführen könne, als mit Traßkalkmörtel, und es hänge von örtlichen Verhältnissen ab, welchem Mörtel der Vorzug zu geben sei.

Auf Grund dieser Erfahrungen im Elsaß entschloß sich die Baubehörde in Chemnitz zum Bau der Talsperre in Einsiedel (vergl. Deutsche Bztg. Hauptblatt, Jahrg. 1913, No. 22) ebenfalls Zementkalkmörtel zu verwenden. Ueber diese Talsperre, welche 1894 in Betrieb kam, habe ich auf unserer Versammlung 1908 ausführlich berichtet und auch über die dabei gemachten sehr befriedigenden Erfahrungen. Hr. Dr.-Ing. Hambloch sagt nun in seinem Aufsatz, daß die Stadt Chemnitz bei einer weiteren neueren zu errichtenden Talsperre im Gegensatz zu der in Einsiedel die Mitannwendung von Traß verfügte, und es wird

dadurch der Glauben erweckt, als seien ungünstige Erfahrungen bei der mit Zementkalkmörtel ausgeführten Einsiedeler Talsperre der Grund für diese Maßnahme. Das ist aber unrichtig, wie aus Folgendem hervorgeht: Auf meine diesbezügliche Anfrage im vergangenen Jahre erhielt ich vom Wasserwerksamt der Stadt Chemnitz die Nachricht, daß man mit dem Verhalten der Einsiedeler Talsperre nach wie vor zufrieden sei und daß man sich nur, nachdem die Behörde in Dresden die Verwendung von Zementtraßkalkmörtel nahegelegt habe, schließlich zur Wahl eines solchen Mörtels für die neue Talsperre in Neunzehnhain entschloß. Weiter habe ich erfahren, daß bei beiden Talsperren in Einsiedel und Neunzehnhain im Grundablaßkanal sich ähnliche Ausschwitzungen und Kalksinterungen zeigten. Der Zusatz von Traß hat also die Kalkausscheidungen nicht verhindert. Diese Ausscheidungen sind aber wie bei den anderen Talsperren mit der Zeit verschwunden.

Ich möchte nun von anderen mit Zementkalkmörtel erbauten Talsperren noch die mir näher bekannte Talsperre Tambach bei Gotha erwähnen. Wie mir Hr. Ob.-Bgmstr. Liebetrau in Gotha mitteilt, hatte die Stadt für ihre bei Tambach geplante Talsperre u. a. Gutachten von Hrn. Ministerial-Rat Fecht-Straßburg und Hrn. Geh. Rat Dr.-Ing. Intze-Aachen eingezogen und ferner durch das kgl. Materialprüfungsamt Groß-Lichterfelde die Prüfung verschiedener Mörtelmischungen (Traßmörtel, Zementkalkmörtel usw.) ausführen lassen. Auf Grund dieser Gutachten und Versuchsergebnisse entschloß man sich zum Bau der Talsperre unter Verwendung von Zementkalkmörtel. Diese Talsperre wurde 1903

Angaben über einige in Zementkalkmörtel erbaute Talsperren.

| | Alfeld (Vogesen) | Alten- weiher (Vogesen) | Einsiedel bei Chemnitz | Tambach bei Gotha |
|-------------------------------------|---------------------|-------------------------------|------------------------------|-------------------------|
| Inbetrieb- nahme . . | 1888 | 1891 92 | 1894 | 1906 |
| Mörtel in Raumteilen: | | | | |
| Portland- Zement . | 1 | 1 | 1 | 1 |
| Hydraul. Kalk . . | 4 | 0,5—3 | — | — |
| Fettkalk . | — | — | 0,5 | 1 |
| Sand . . | 10 | 2,5—7 | 5 | 5 |
| Länge der Mauer . . | 255 m | 112,7 m | 180 m | 27 m |
| Höhe . . . | 28 m | 22 m | 28 m | 27 m |
| Breite oben (Krone) . | 4 m | 4 m | 4 m | 4 m |
| Breite unten (Fundament) | 18,3 m | 14,2 m | 20 m | 19 m |
| Inhalt d. Stau- sees cbm . | 1 100 000 | 725 000 | 360 000 | 775 000 |
| bei einer Stautiefe von . . . | 21,7 m | 14,1 m | 18,75 m | |

begonnen, 1906 in Betrieb genommen und hat sich in jeder Hinsicht tadellos bewährt. Wie vor kurzem bei einer Besichtigung festgestellt werden konnte, zeigen sich bei dieser Stauwassermauer nicht die sonst an anderen Talsperren beobachteten leichten Kalk-Ausscheidungen.

Aus den gemachten Mitteilungen über die fünf mit Zementkalkmörtel im Elsaß (1888—92) ausgeführten Talsperren, sowie über die in Einsiedel (1894) und Gotha (1906) erbauten geht einwandfrei hervor, daß Zementkalkmörtel sich auch auf die Dauer ebenso gut bewähren als Traßmörtel. Bei den Talsperren im Elsaß sind die sowohl bei Zementkalkmörtel als auch bei Traßkalkmörtel anfänglich aufgetretenen Sickerungen mit der Zeit ganz verschwunden. Da die große Sperre in Alfeld, meines Wissens die älteste in Deutschland, nun 25 Jahre in Betrieb ist und die anfänglichen Ausschwitzungen (Schönheitsfehler) ganz verschwunden sind, so sind die Zweifel des Hrn. Hambloch über die Tauglichkeit von Zementkalkmörtel zu Talsperren in keiner Weise berechtigt.

Durch meine heutigen Darlegungen möchte ich keineswegs, was ich auch bekanntlich noch nie getan habe, dem Traß seine Berechtigung als Mörtel-Material bestreiten, ich muß aber auf Grund meiner Versuche und der heute mitgeteilten langjährigen Erfahrungen unbedingt daran festhalten, daß Talsperrenbauten mindestens ebensogut und dauerhaft wie mit Traß auch

mit Zementkalkmörtel ohne Traß ausgeführt werden können. Meiner Ansicht nach ist es deshalb unwirtschaftlich, an solchen Orten auf der Verwendung von Traß bestehen zu wollen, wo derselbe durch hohe Frachtkosten sehr verteuert wird, während sich in diesem Fall Zementkalkmörtel ohne Traß billiger stellen würde.

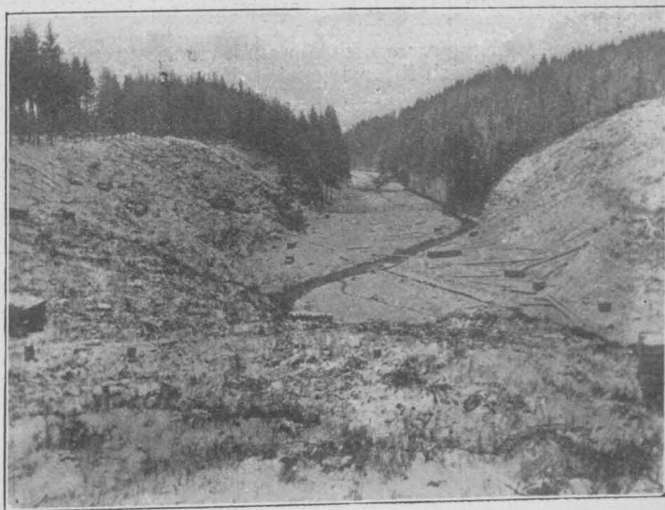


Abb. 6. Tambach bei Gotha.
Lage der Talsperre (vor Errichtung der Sperrmauer).

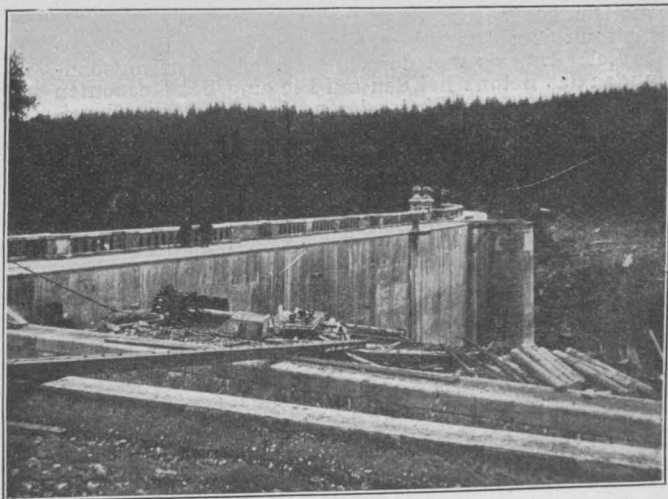


Abb. 7. Tambach bei Gotha. Sperrmauer, Ansicht von der Seeseite.



Abb. 8. Tambach bei Gotha. Gesamtansicht.

Schließlich will ich noch hinzufügen, daß Portland-Zement in fast allen Ländern hergestellt wird und überall zu annähernd gleichem Preis erhältlich ist, während das Vorkommen von Traß örtlicher Natur und deshalb die Verwendung von Traß der hohen Frachtkosten wegen in vielen Fällen überhaupt ausgeschlossen ist. —

Die neuen „Bestimmungen für die Ausführung von Eisenbetonbauten“ der königlich württembergischen Staatseisenbahn-Verwaltung.*)

Von K. W. Schaechterle in Stuttgart.

Die vielseitige Anwendung der Eisenbetonbauweise und die an zahlreichen Probeausführungen gemachten Erfahrungen veranlaßten die kgl. Generaldirektion der Württ. Staatseisenbahnen im Jahr 1908, die Bauausführung von Brücken und Hochbauten im Eisenbeton im Bereich ihrer Dienststellen nach einheitlichen Grundsätzen zu regeln. Im Februar 1909 sind die „Vorschriften für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten“ herausgegeben worden und auch im Buchhandel erschienen.

Wohl war vorher schon der Versuch gemacht worden, eine für alle deutschen Bundesstaaten geltende einheitliche Vorschrift zu schaffen. Im Jahr 1906 ist zu diesem Zweck der „Deutsche Ausschuss für Eisenbeton“ auf Veranlassung der Reichsbehörden berufen worden. Er sollte auf Grund der wissenschaftlichen Forschungsergebnisse und der praktischen Erfahrungen einen Entwurf für die „Deutschen Vorschriften“ ausarbeiten. Das Ergebnis der nach Lage der Sache umfangreichen Studien und langwierigen Verhandlungen konnte nicht abgewartet werden. Die Württ. Eisenbahn-Verwaltung stand unmittelbar vor großen Bauaufgaben und sah sich deshalb genötigt, selbstständig vorzugehen und vorläufige Vorschriften zu erlassen, in denen gleichzeitig auf die besonderen Verhältnisse des Eisenbahnwesens gebührende Rücksicht genommen werden konnte.

Mit diesen Vorschriften stellte sich die Württ. Eisenbahn-Verwaltung bezüglich der anzuwendenden Rechnungsweise insoweit auf den Standpunkt der vom „Verband Deutscher Archt. und Ingen.-Vereine“ in Gemeinschaft mit dem „Deutschen Beton-Verein“ herausgegebenen Leitsätze, als von der Untersuchung der Zugspannungen des Betons bei den auf Biegung beanspruchten Konstruktionsteilen Abstand genommen wurde. Abweichend von den Leitsätzen und den amtlichen preussischen Bestimmungen für Hochbauten vom Jahr 1904 sollte jedoch die Wirkung von Erschütterungen und Stößen und die Sicherheit gegen Rissebildung nicht durch entsprechende Zuschläge zu den im einzelnen vorgeschriebenen Lastannahmen (Nutzlasten) berücksichtigt werden, sondern durch eine Herabminderung der zulässigen Spannungen. Bei den starken Erschütterungen ausgesetzten Bauteilen (z. B. Bahn-Brücken) wurden die Grenzspannungen auf $\frac{3}{4}$ der für Hochbauten zulässigen Werte festgesetzt, also für Beton auf Druck 30 kg/qcm, für Eisen auf Zug oder Druck 750 kg/qcm. Gleichzeitig wurde die bei der statischen Berechnung anzunehmende Lastverteilung vorgeschrieben.

Bei der Neubearbeitung der Vorschriften, die im Sommer 1912 anlässlich des Neudruckes vorgenommen werden mußte, sind diese Grundsätze im wesentlichen beibehalten worden. Sie haben sich in der Praxis bewährt. Bei den zahlreichen Ausführungen haben sich bis jetzt keinerlei Mängel gezeigt.

Wenn also auch kein Grund vorlag, die maßgebenden Bestimmungen der Vorschriften zu ändern, so konnten doch bei der Neubearbeitung durch Auswertung der vielseitigen praktischen Erfahrungen manche kleine Mängel beseitigt, notwendige oder zum mindesten zweckmäßige Ergänzungen vorgenommen werden. Daß die wertvollen Ergebnisse der in den letzten Jahren in großem Stil und mit reichen Mitteln der Regierung und der Interessenten betriebenen wissenschaftlichen Forschung Berücksichtigung fanden, braucht kaum hervorgehoben zu werden.

Von der Voraussetzung ausgehend, daß die bei einer Verwaltung gesammelten Erfahrungen für andere Verwaltungen von Nutzen und für das gesamte Baugewerbe von Interesse sind, habe ich im Folgenden die wichtigsten Bestimmungen zusammen gestellt und, soweit erforderlich, kurz begründet.

Der Absatz III der vorläufigen „Leitsätze“ betr. Prüfung der Bauvorlagen lautet:

„Da es zurzeit noch an einer allgemein anerkannten Theorie für die Berechnung von Eisenbetonbauten fehlt, wird empfohlen, bis auf weiteres die Entwürfe für Eisenbetonbauten unter Zugrundelegung der im Anhang gegebenen und durch Beispiele erläuterten angenäherten Berechnungsweise zu prüfen.“

Zu § 2 der neuen Württ. Bestimmungen ist unter der Ueberschrift „Grundlagen der statischen Berechnung“ die früher vorhandene Lücke ausgefüllt worden. Dieser Abschnitt lautet in der neuen Fassung:

*) Anmerkung der Redaktion. Die Arbeit ist uns schon Spätherbst 1912 zugegangen, konnte Raummangels halber aber nicht früher veröffentlicht werden.

I. Belastungsannahmen.

1. Die auf einen Bauteil entfallende Gesamtlast setzt sich zusammen aus dem Eigengewicht, der ständigen Last, der zufälligen Last, sowie den Nutz- oder Verkehrslasten.

2. Das Eigengewicht des bewehrten Betons ist auf Grund eines Raumgewichtes von 2,4 t/cbm anzunehmen, soweit nicht ein anderes Gewicht nachgewiesen wird. Die übrige ständige Last ist aus den Abmessungen und den Raumgewichten zu bestimmen.

3. Zufällige Belastungen sind: Wind-, Wasser- und Schneedruck, außerdem je nach Bauart und Lage des Bauwerkes Fliehkräfte, Bremskräfte und Stöße rollender Fahrzeuge.

4. Bei Hauptstraßenbrücken { in } verkehrsreichen Städten ist für die Gehwege eine gleichmäßig verteilte Verkehrslast durch Menschengedränge von { entfernt von } (500) kg/qm anzunehmen. (400)

Außerdem ist noch das Gewicht einer Dampfwalze zu berücksichtigen (Lastschema Abbildung 1).

Bei Landstraßen, die nicht mit der Dampfwalze bearbeitet werden, ist außer Menschengedränge von 400 kg/qm auf Fahrbahn und Gehwegen ein Lastwagen von 12 t anzunehmen (Lastschema Abbildung 2). Untergeordnete Feldwege sind mit einer Nutzlast von 350 kg/qm und einem Lastwagen von 6 t zu rechnen (Lastschema Abbildung 3).

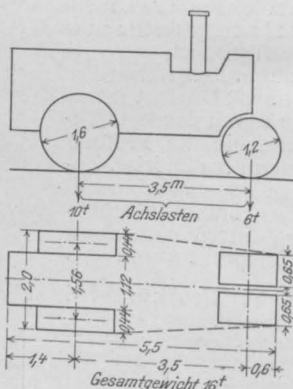


Abbildung 1.

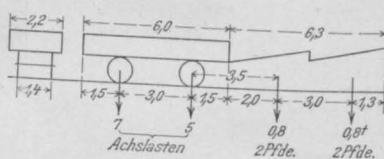


Abbildung 2.

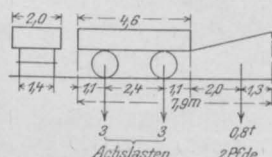


Abbildung 3.

5. Die Berechnung von Brücken in Eisenbeton für Hauptbahnen ist stets mit dem schwersten Lastzug für Hauptbahnen (1912) durchzuführen (Lastschema Abbildung 4). Der Zug besteht aus 2 Lokomotiven in ungünstigster Stellung mit einer unbeschränkten Anzahl einseitig angehängter Güterwagen. Für Neben- und Schmalspurbahnen werden die Lastzüge jeweils vorgeschrieben.

6. Die Nutz- oder Verkehrslasten sind stets in der ungünstigsten Stellung einzuführen. Neben der Belastung durch Menschengedränge soll bei Straßenbrücken nur

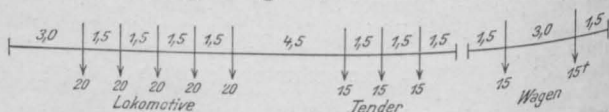


Abbildung 4.

die gleichzeitige Belastung durch eine Dampfwalze oder einen Lastwagen in Rechnung gezogen werden. Bei Bahnbrücken sind Zugtrennungen zu berücksichtigen.

Der Winddruck ist bei belasteten Straßen- und Bahnbrücken, sowie sonstigen freistehenden Bauwerken mit $p = 150$ kg auf das Quadratmeter unmittelbar getroffene Fläche anzunehmen.

Bei Gebäuden darf mit $p = 125$ kg/qm auf die senkrechten Flächen gerechnet werden.

Bei geneigten Flächen (z. B. bei Dächern) ist der Winddruck senkrecht zur schiefen, unter dem Winkel α geneigten Fläche (vgl. Abbild. 5) $p_1 = p \cdot \sin^2(\alpha + 10^\circ)$.

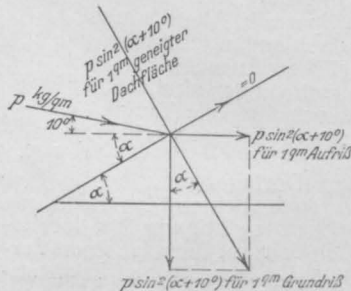


Abbildung 5.

Die Angriffsfläche einer gegliederten Brücke ist nach den wirklichen Abmessungen der unmittelbar getroffenen Ansichtsfläche zu bestimmen, die hintere Fläche ist zur Hälfte mitzurechnen. Die Angriffsfläche des eine Brücke befahrenden Eisenbahnzuges ist als ein fortschreitendes volles Rechteck von 3m Höhe darzustellen, dessen untere Seite 0,5m über Schienenoberkante sich befindet. Der Winddruck beträgt für das laufende Meter eines Eisenbahnzugs 450 kg; der Angriffspunkt liegt 2m über Schienenoberkante.

Die Standfähigkeit der Bauwerke ist mit 250 kg/qm zu berechnen; die Sicherheit gegen Umkippen muß mindestens zweifach sein.

7. Die Fliehkraft der Fahrzeuge bei gekrümmter Bahn berechnet sich aus $C = \frac{2P \cdot v^2}{g \cdot R}$, wo $2P$ die lotrechte Verkehrslast, g die Beschleunigung der Schwere = 9,81 m/Sek., R den Krümmungshalbmesser in m, v die Fahrgeschwindigkeit in m/Sek. bedeutet.

8. Die Bremskraft ist bei Bahnbrücken = $\frac{1}{6}$ der größten Zuglast anzunehmen, die auf der Brücke Platz findet.

9. Im Hochbau sind folgende Nutzlasten anzunehmen, wobei Zuschläge für Erschütterungen nicht zu machen sind: Wohnräume 250 kg/qm, Dachböden 125 kg/qm, Geschäfte-, Versammlungsräume, Wartesäle, Treppen, Podeste 500 kg/qm, Güterschuppen, Verladebühnen 1000 kg/qm. In Lagerräumen ist die Nutzlast aus dem Eigengewicht der zu lagernden Stoffe und der vorgesehenen Lagerhöhe in jedem Einzelfall zu ermitteln.

II. Äußere Kraftwirkungen, Schnittkräfte, Schnittmomente.

1. Für die statisch bestimmten Konstruktionen sind die Schnittkräfte und Momente nach den Regeln der Statik aus den äußeren Kräften zu berechnen.

2. Die Berechnung von statisch unbestimmten Konstruktionen (eingespannte und durchlaufende Träger, Bögen und Rahmen) geschieht unter der Voraussetzung homogenen Materials nach der Elastizitätslehre und zwar derart, daß für eine größere Anzahl von Schnitten die ungünstigsten Grenzwerte der Momente, Normal- und Querkraft ermittelt werden. Die Eisenverteilung ist den größtmöglichen Kraftwirkungen anzupassen.

3. Zur Berechnung der Formänderungen und Durchbiegungen von statisch unbestimmten Tragwerken ist der Elastizitätsmodul des bewehrten Betons $E = 200000 \text{ kg/qcm}$ anzunehmen.

4. Der Einfluß der Temperatur ist bei Bauten im Freien für einen Unterschied von 15° C. über und unter der mittleren Herstellungstemperatur zu berücksichtigen, sofern nicht besondere Verhältnisse die Berücksichtigung größerer Temperatur-Unterschiede erheischen. Der Wärmeausdehnungs-Koeffizient des Betons ist dabei mit $\alpha = 0,00012$ für 1° C. anzunehmen.

Bei Hochbauten können Wärmeschwankungen i. d. R. unberücksichtigt bleiben. Es sind jedoch bei der Ausführung Dehnungsfugen in Abständen von 30 bis 40 m vorzusehen. Bei Tragwerken von mehr als 70 cm geringster Betonstärke kann die Temperaturgrenze auf $\pm 10^\circ \text{C.}$ ermäßigt werden.

5. Schwinderscheinungen des Betons an der Luft können bezüglich ihrer Wirkung auf die auftretenden Spannungen einem Temperaturabfall bis 15° C. gleichgeachtet werden.

6. Als rechnungsmäßige Stützweite gilt bei freiliegenden Platten die Freilänge zuzüglich der Deckenstärke in Feldmitte. Bei frei gelagerten Balken ist die Entfernung der Auflagermitten, bei durchlaufenden Tragwerken die Entfernung zwischen den Mitten der Stützen als Stützweite anzunehmen.

7. An den Endauflagern und über den Stützen darf diejenige elastische Einspannung berücksichtigt werden, die durch geeignete konstruktive Maßnahmen mit Sicherheit und ohne Überschreitung der zulässigen Spannungen gewährleistet ist.

8. Im Hochbau sind Decken- und Plattenbalken, die über mehrere Felder durchgehen, nach den für durchlaufende Träger geltenden Regeln der Statik für die jeweils ungünstigste Lage der Nutzlasten zu berechnen, wobei der Zusammenhang nicht über mehr als 4 Felder ausgedehnt zu werden braucht. Wenn nur ruhende Belastung vorkommt, darf das positive Moment nicht unter $\frac{pl^2}{24}$ angenommen werden.

9. Bei durchlaufenden Brückentragwerken auf elastisch nachgiebigen, mit dem Tragwerk fest verbundenen Stützen, sind die Formänderungen der letzteren durch

äußere Kräfte und Temperaturwirkungen zu berücksichtigen.

10. Bei ringsum frei aufliegenden, mit sich kreuzenden Eiseneinlagen versehenen, rechteckigen Platten kann für gleichmäßig verteilte Belastung p die Verteilung der Belastung im umgekehrten Verhältnis der 4. Potenzen der Spannweiten erfolgen.

Für die Stützweite a wird

$$p_a = p \frac{b^4}{a^4 + b^4}, \text{ für die Stützweite } b \quad p_b = p \frac{a^4}{a^4 + b^4}.$$

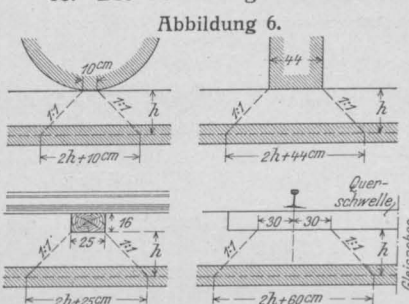
Mit diesen Belastungswerten ist die Berechnung nach den für frei aufliegende und durchlaufende Platten geltenden Regeln durchzuführen.

11. Bei Plattenbalken darf die Breite des plattenförmigen Teiles beiderseitig bis zu $\frac{1}{6}$ der Stützweite, aber höchstens bis zur 10fachen Plattendicke in Rechnung gestellt werden.

12. Die Dicke der Platten und plattenförmigen Teile der Plattenbalken soll mindestens 8 cm betragen. Ausgenommen hiervon sind die Druckplatten der Hohlkörperdecken, sowie Dachplatten und untergehängte Decken, die nur zur Abschließung dienen.

13. Die Verteilung der Einzellasten (z. B. der Rad-

lasten der Dampfwalzen (Abbild. 6) und Lokomotiven (Abbild. 7) darf unter einem Böschungswinkel von 45° bis zur Mitte der Deckenplatte angenommen werden. Die Lastverteilung soll jedoch nur in der Breitenrichtung berücksichtigt werden.



14. Die Berechnung der Längs-, Quer- und Hauptträger zusammengesetzter Tragwerke hat im allgemeinen mit konzentrierten Lastangriffen zu erfolgen.

III. Innere Kräfte und Spannungen.

1. Die inneren Kräfte und Spannungen in Eisenbeton-Tragwerken werden unter der Voraussetzung ermittelt, daß der Beton (auf Druck) und das Eisen (auf Zug und Druck) als elastische Materialien zusammenwirken.

2. Die Spannungen im Querschnitt eines auf Biegung beanspruchten Eisenbetonkörpers sind unter der Annahme zu berechnen, daß sich die Dehnungen wie die Abstände von der Nulllinie verhalten, und daß die Eiseneinlagen sämtliche Zugkräfte aufzunehmen vermögen.

3. Der Elastizitätsmodul des Betons auf Druck E_b wird als konstant derart angenommen, daß das Verhältnis des Elastizitätsmoduls des Eisens E_e zu dem des Betons E_b $E_e : E_b = n = 15$ wird. Der Eisenquerschnitt wird demnach mit dem 15fachen des wirklichen Wertes in Rechnung gestellt.

4. Die Schubspannungen sind nachzuweisen, wenn Form und Ausbildung der Bauteile ihre Unschädlichkeit nicht ohne weiteres erkennen lassen. Ueberschreitet die Schubspannung im Beton, ermittelt unter der Annahme homogenen Materials und ohne Berücksichtigung der Eiseneinlagen, die in Abschnitt IV angegebenen zulässigen Grenzen von 3 und 4 kg/qcm, so sind die Schubkräfte ganz durch zweckentsprechend angeordnete Eiseneinlagen aufzunehmen. Hierzu ist bei Deckenplatten und Balken ein Teil der Eiseneinlagen der Zugzone (womöglich unter 45° gegen die Nulllinie geneigt) abzubiegen und in der Druckzone zu verankern. Die von den abgeboigten Haupteisen nicht übertragenen schieben Zugspannungen sind ganz von den Bügeln aufzunehmen.

Die Berechnung der Schubspannung des Betons ergibt sich für Deckenplatten aus $\tau_0 = \frac{Q}{b \left(h - \frac{x}{3} \right)}$, wobei Q die Querkraft des betreffenden Querschnittes ist.

Die Formel gilt in gleicher Weise für Plattenbalken, solange $x < d$. Für $x > d$ ist angenähert: $\tau = \frac{Q}{c \left(h - \frac{d}{2} \right)}$.

Der Abstand der Bügel ist zu berechnen aus $e \cdot \tau_0 \cdot b = \sigma_e \cdot f_e$ zu $e = \frac{\sigma_e \cdot f_e}{\tau_0 \cdot c}$, wobei e = Abstand

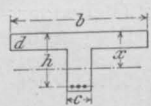


Abbildung 8.

der Bügel, f_e = Querschnitt der Bügel für die Länge e ,
 τ_0 = zulässige Schubspannung des Betons = 3 und 4 kg/qcm,
 σ_e = zulässige Zugspannung des Eisens.

Bei Plattenbalken wird zur besseren Uebertragung der Schubkräfte aus dem Balkensteg in die Deckenplatte empfohlen, den Uebergang mit einer Abrundung oder Abschrägung zu versehen, welche im allgemeinen = $\frac{1}{8} l$ bis $\frac{1}{10} l$ anzunehmen ist.

5. Die Eiseneinlagen sind so zu gestalten, daß die Verschiebung gegen den Beton schon durch die Form verhindert wird. Zu diesem Zweck sind die Eisen an den Enden mit Rundhaken zu versehen.

Die Haftspannung ist beim Vorhandensein von abgelenkten Eisen nach der Formel

Abbildung 9. $\tau_1 = \frac{c \cdot \tau_0}{2n\pi d}$ zu berechnen und ganz durch die Längseisen an der Zugseite aufzunehmen.

6. Die Berechnung der Stützen auf Knickung hat, wenn ihre Höhe das 18fache der kleinsten Querschnitts-Abmessung überschreitet, nach der Formel

$$\sigma_k = \frac{\sigma_b}{1 + 0,0001 \cdot \frac{l^2 F'}{J}}$$

zu erfolgen, worin bedeuten: σ_k die zulässige Druckspannung mit Rücksicht auf Knicken, σ_b die sonst zulässige Druckspannung des Betons (vergl. Abschnitt IV), l die freie Knicklänge in cm, F' den Querschnitt in qcm, J das Trägheitsmoment in cm⁴.

8. Bei Stützen ohne Knickgefahr berechnet sich die zulässige Belastung aus: $P_z = \sigma_b (F_b + 15 F_e)$ worin σ_b die zulässige Druckbeanspruchung des Betons für Säulen bedeutet.

9. Die Längs-Eiseneinlagen der Stützen müssen mindestens 0,8 % des Gesamtquerschnittes betragen. Durch Querverbindungen (Bügel) ist die Lage der eingelegten Eisenstäbe unveränderlich gegeneinander zu sichern. Der Abstand dieser Bügel ist annähernd gleich der kleinsten Dicke der Stütze zu wählen, darf jedoch nicht über das 12fache der Stärke der Längsstäbe messen.

10. Soll durch die Querverbindung (Ring- und Spiral-Bewehrung oder ähnliche Wicklungen) eine Umschnürring des Betons erzielt werden, so muß das Verhältnis der Ganghöhe der Spirale oder des Abstandes der Ringe zum Durchmesser des Kernquerschnittes kleiner als ein Fünftel sein.

Literatur.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft A. Widerstand einbetonierten Eisens gegen Gleiten. Einfluß der Haken. Von Dr.-Ing. C. Bach, Baudir., Prof., Vorsteher des Ingenieur-Laboratoriums und der Material-Prüfungs-Anstalt der Technischen Hochschule Stuttgart, und O. Graf, Ingenieur der Material-Prüfungs-Anstalt. Berlin 1913. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Preis broch. 1 M. —

Das vorliegende, 30 Oktavseiten und eine Tabelle enthaltende kleine Heft ist die erste Veröffentlichung des „Deutschen Ausschusses“, die einen kurzen, für den praktischen Gebrauch bestimmten Auszug aus den umfangreichen Versuchsberichten bildet und einen raschen Ueberblick über die Versuchsergebnisse ermöglicht. Sie umfaßt die von 1904 bis 1912 in Stuttgart ausgeführten Versuche, und zwar der Vollständigkeit halber auch solche, die nicht im Auftrage und mit Mitteln des „Deutschen Ausschusses“ dort durchgeführt worden sind.

Die Schrift erläutert zunächst kurz die beiden gebräuchlichen Versuchsmethoden der unmittelbaren Bestimmung des Gleitwiderstandes durch Herausziehen und Herausdrücken des Eisens und der mittelbaren durch Versuche am gebogenen Balken, bei welcher Zahlenwerte allerdings nur durch Rechnung gefunden werden können. Das dritte Hauptkapitel umfaßt dann die Versuchsergebnisse selbst und es werden hier alle die Einflüsse sowohl der Beschaffenheit des Materiales als der Durchführung des Versuches besprochen, die von günstigem oder ungünstigem Einfluß auf den Gleitwiderstand sind. Es werden hier einige Zahlen und Diagramme mitgeteilt und es wird das Ergebnis stets in einem einzigen knappen Satz zusammen gefaßt, sodaß größte Uebersichtlichkeit gewonnen ist.

Es wird hier besprochen der günstige Einfluß rauher Oberfläche und der im allgemeinen günstig wirkende Einfluß der Abweichungen des Eisens von der prismatischen Form, soweit nicht Sprengwirkungen dadurch eintreten.

Die zulässige Belastung umschnürter Säulen ist

$$P_z = \sigma_b (F_k + 15 F_e + 43 F_e'),$$

hierin ist F_k der umschnürte Betonkern, F_e der Querschnitt der Längseisen, F_e' der Querschnitt gedachter Längseisen, deren Gewicht gleich demjenigen der Querbewehrung auf dieselbe Säulenhöhe ist, σ_b die zulässige Inanspruchnahme des Betons für Säulen.

IV. Zulässige Materialspannungen.

1. Die zulässige Spannung richtet sich nach der Bruchfestigkeit des zur Verwendung gelangenden Materiales. In der Voraussetzung, daß der verwendete Beton nach 28-tägiger Erhärtung eine Druckfestigkeit von mindestens 180 kg/qcm und das Eisen eine Zugfestigkeit von 3800 kg/qcm besitzt, sollen, bei Anwendung der in Abschnitt III angegebenen Berechnungsweise, die nachstehenden Spannungen nicht überschritten werden. Zuschläge für Stöße und Erschütterungen sind zu den Nutzlasten nicht zu machen, da sie bei den zulässigen Beanspruchungen berücksichtigt sind.

Zulässige Materialspannungen

| Belastungsweise | | für Straßen-, Wegbrücken, Hochbauten, Dach- u. andere Konstruktionen, die geringen Erschütterungen ausgesetzt sind | Bahnbrücken, Straßenbrücken in Städten und Bauteile, die starken Erschütterungen ausgesetzt sind |
|-------------------------|--------------------------|--|--|
| bei Biegung | Beton auf Druck | 40 kg/qcm | 30 kg/qcm |
| | „ „ Schub | 4 „ | 3 „ |
| | Haftspannung | 4 „ | 3 „ |
| | Eisen auf Zug oder Druck | 1000 „ | 750 „ |
| bei zentrischem Druck | Beton auf Druck | 36 kg/qcm | 27 kg/qcm |
| bei exzentrischem Druck | Beton auf Druck | 40 kg/qcm | 30 kg/qcm |
| | „ „ Zug am Rande | 6 „ | 4 „ |
| | Eisen auf Zug | 1000 „ | 750 „ |

Bei Berücksichtigung der Temperatureinflüsse nach Abschnitt II, 4 dürfen die zulässigen Spannungen um $\frac{1}{3}$ und bei gleichzeitiger Berücksichtigung des Schwindens nach Abschnitt II, 5 um die Hälfte überschritten werden.

(Schluß folgt.)

Erwähnt wird ferner der Unterschied der Ergebnisse beim Herausziehen und Herausdrücken der Eisenstäbe (im letzteren Fall im allgemeinen günstiger), der Einfluß der Zahl der Eiseneinlagen, mit deren Vermehrung eine Verringerung der Gleitspannungen verbunden ist; andererseits wird der günstige Einfluß der Bügel, sowie namentlich der Haken und Verankerungen besprochen, die zu einer wesentlichen Steigerung des Gleitwiderstandes führen. Ebenso liefern die an den Enden aufgebogenen Einlagen einen bedeutenden Gleitwiderstand, sodaß die Außerachtlassung dieser Eisen bei Feststellung des Gleitwiderstandes nicht zutreffend erscheint.

Es werden dann die Einflüsse besprochen, die sich aus der Beschaffenheit des Zementes und dem Mischungsverhältnis, sowie aus den Betonmaterialien, dem Wasser-Zusatz, der Art der Lagerung, Wirkung von Erschütterungen vor dem Abbinden, ferner mit zunehmendem Alter ergeben. Kurz, es werden alle Vorgänge usw. berücksichtigt, die auf die Größe des Gleitwiderstandes irgendwie von Einfluß sein können.

Die beigegebene Tabelle enthält einen Vergleich von τ_1 mit Würfelfestigkeit und Zugfestigkeit des Betons, sowie mit der Zugspannung desselben unmittelbar vor Auftreten von Rissen.

Es ist zu hoffen, daß auch aus den anderen Versuchs-Gebieten diese für den praktischen Beton-Fachmann sehr wertvollen kurzen Auszüge bald erscheinen möchten. Es wäre dringend erwünscht, wenn in den Arbeiten des Ausschusses in dieser Richtung ein etwas beschleunigtes Tempo eingeschlagen werden könnte, um diese weiteren Kreisen der Fachwelt früher nutzbar zu machen.

Inhalt: Anwendung des Eisenbetons beim Bau des Ems-Weser-Kanales. (Fortsetzung.) — Die neuen „Bestimmungen für die Ausführung von Eisenbetonbauten“ der königlich württembergischen Staatseisenbahn-Verwaltung. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
 Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
 Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

X. JAHRGANG 1913.

No. 10.

Versuche mit Eisenbeton-Säulen.

Vortrag, gehalten auf der XVI. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Berlin am 14. Februar 1913
von Professor M. Rudeloff in Berlin-Lichterfelde.

Die Versuche, über deren Ergebnisse ich heute berichten werde, hatten die Aufgabe, Aufschluß über die Frage zu bringen, welche Form und Anordnung ist den Versuchsstücken zu geben, damit die Bewehrung möglichst vollkommen zur Wirkung gelangen kann. Sie ersehen hieraus, daß wir uns bei den Säulenversuchen auch mit der jetzt abgeschlossenen Versuchsreihe leider noch in dem Stadium der Vorversuche befinden. Sie werden mein Bedauern hierüber teilen, aber auch die Notwendigkeit der gründlichen Erforschung der genannten Frage zugeben, wenn ich Sie an die Erörterungen über Säulenversuche erinnere, die einen Teil der Tagesordnungen Ihrer letzten Jahres-Sitzungen ausmachten. In diesen und auch anderwärts gepflogenen Erörterungen wurde immer wieder die Ansicht vertreten, daß bei reinen, d. h. von Knickbeanspruchungen freien Druckversuchen mit prismatischen Säulen Brüche über den Endflächen durch Nebenumstände bedingt seien, die zugleich auch die Bruchfestigkeit der Säulen derart beeinträchtigten, daß die Wirkung der Bewehrung in der Festigkeitssteigerung nicht voll zur Geltung kommen könnte.

Unter diesen Nebenumständen wurde in erster Linie hervorgehoben, daß die Mörtelschicht, die bei den bewehrten Säulen ohne Kopf zwischen den Endflächen der Längseisen und der Endfläche der Säule, der Druckfläche, sich befindet, zuerst zerstört werde und dabei Sprengwirkungen auf den umliegenden Beton ausübe. Man glaubte daher, die Ergebnisse solcher Versuche nicht für einwandfrei erklären zu können, bei denen der Bruch unmittelbar über der einen Druckfläche erfolgt war. Wenn nun auch diese Anschauung nicht unwidersprochen blieb, so hielt der „Deutsche Ausschuß“ es doch für notwendig, tunlichst eine solche Form der Probesäulen ausfindig zu machen, welche die Entstehung von Brüchen an den Enden zu verhindern vermöge.

Als geeignetstes Mittel zur Erreichung dieses Zieles wurde zunächst die Anbringung von Köpfen an beiden Enden der Säulen erachtet. Die letzteren erhielten daher, wie bei den früheren Versuchsreihen, quadratischen Querschnitt von 30 cm Kantenlänge und als Längsbewehrung in den Ecken vier Rundseisen von 3 cm Durchmesser. Die Länge dieser Eisen war um 2 cm geringer als die der Säulen selbst, sodaß über den Endflächen der Längseisen eine Mörtelschicht von 1 cm Dicke verblieb. Als Querbewehrung wurden einfache Umfangsbügel gewählt aus Eisen von 7 mm Durchmesser, vergl. Abb. 1 und 5a, die mit 50 mm Abstand von Mitte bis Mitte Eisen angeordnet wurden. Für die Ausbildung der Säulenköpfe lagen mehrere

Vorschläge vor. In Aussicht genommen wurden Versuche mit den Köpfen nach dem Vorschläge von Dr.-Ing. Koenen, Abbildung 2 a. f. S., von Prof. Dr.-Ing. Mörsch nach Abbildung 3 und 6 und in der gleichen Anordnung, wie sie bei den Versuchen des „Oesterreichischen Ausschusses für Eisenbeton“ angewendet worden ist (Abbildung 4 und 5b a. f. S.).

Zur möglichststen Einschränkung der Kosten wurde beschlossen, die drei genannten Kopfformen nach einander zu erproben, bis eine als geeignet erkannt war, und zwar wurde zunächst mit der österreichischen Form (Abbildung 4) begonnen, da diese sich bei den Wiener Versuchen bereits bewährt hatte.

Zum Vergleich mußten selbstverständlich auch bewehrte Säulen ohne Kopf (Abbildung 1), sowie unbewehrte Säulen mit und ohne Kopf geprüft werden. Alle diese Säulen, und zwar je drei gleicher Art, erhielten 2 m Länge. Da es nun nicht ausgeschlossen erschien, daß schon die Verkürzung des Säulenschaftes auf 1,3 m Länge, die mit dem Anbringen der Köpfe verbunden war, eine Festigkeitssteigerung im Gefolge haben konnte, so wurden schließlich auch noch 1,3 m lange Säulen geprüft.

Die Säulen-Gerippe, vergl. Abbildung 5a, sind von einem geübten Arbeiter der Aktien-Gesellschaft für Beton- und Monierbau im Amt hergestellt. Die Querbügel sind hierbei mit 1 mm Bindedraht an den Längseisen festgelegt und so angeordnet, daß die hakenförmigen Bügel-Enden auf einer um die 4 Längseisen herum laufenden Spirale zu liegen kamen.

Der verarbeitete Zement war normengemäß. Die Zugfestigkeit betrug nach 7 Tagen Wasserlagerung 24,5 kg/qcm, die Druckfestigkeit bei Wasserlagerung nach 7 Tagen 280 und nach 28 Tagen 395 kg/qcm und bei der normengemäßen kombinierten Lagerung 441 kg/qcm.

Der Kies und Kiessand war der gleiche wie bei den früheren Reihen. Das Kiesgemisch, bestehend aus 2 Raumteilen 0–8 mm, 1 Rt. 8–18 mm und 1 Rt. 18–24 mm Korngröße, wurde zu 4 Rt. mit 1 Rt. Zement und mit 10% Wasser, bezogen auf die trockene Mischung, zum Beton gemischt. Zur Ermittlung der Betonfestigkeit wurde gleichzeitig mit jeder Säule ein Betonwürfel von 30 cm Kantenlänge in eiserner Form eingestampft und wie die Säulen bei 28 Tagen Alter geprüft. Die mittlere Betonfestigkeit ergab sich hierbei zu 237 kg/qcm, das Raumgewicht des Betons zu 2,3 kg/ccm.

Die Eisen für die Längsbewehrungen sind auf Zug- und Druckfestigkeit geprüft. Die Zugversuche ergaben bei guter Uebereinstimmung der 11 Einzelversuche folgende Werte:

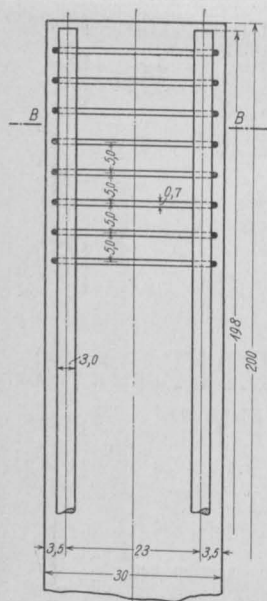


Abbildung 1.
Säulen ohne Kopf.

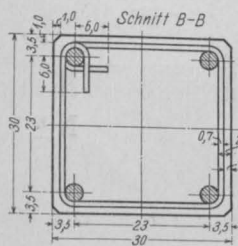


Abbildung 5a.
Säulengerippe
ohne Kopf.

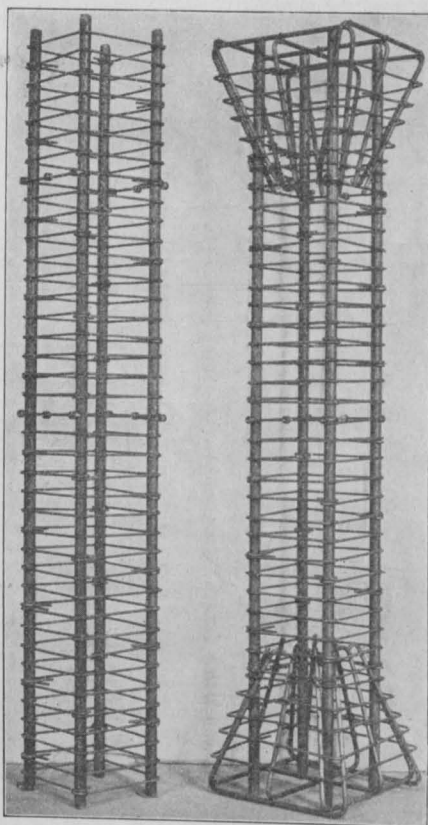


Abbildung 5b.
Oesterreichischer
Kopf.

Abbildung 6.
Bewehrung der Säulen
nach Mörsch.

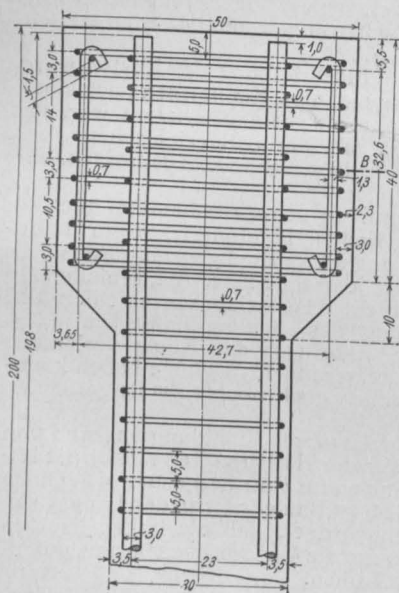
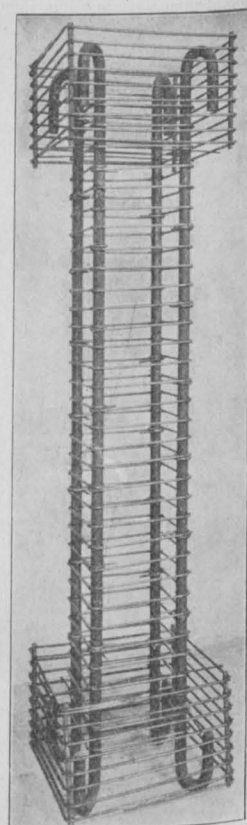


Abbildung 2.
Vorschlag Koenen.

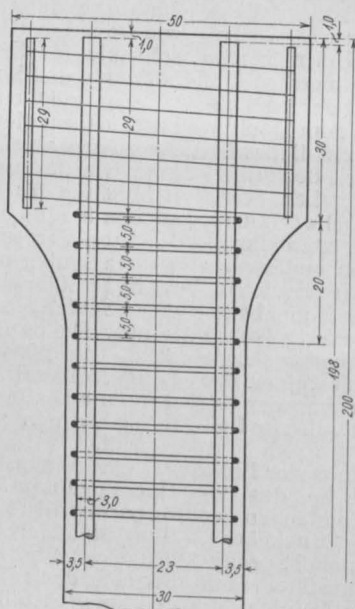


Abbildung 3.
Bewehrung nach Mörsch.

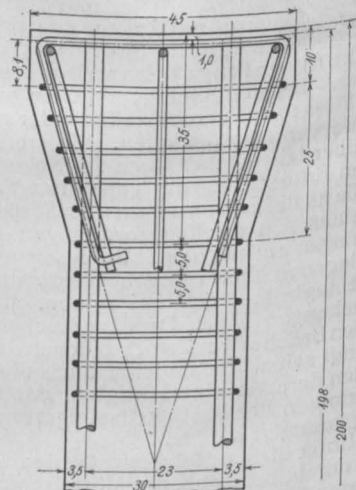


Abbildung 4.
Oesterreichischer Kopf.

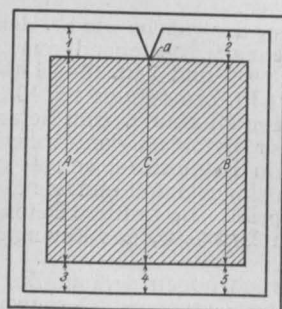


Abbildung 7 (links).
Apparat zur Be-
stimmung der Quer-
dehnungen
(nach Rudeloff).

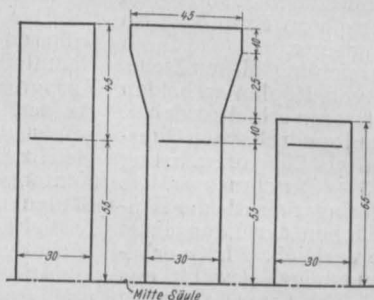
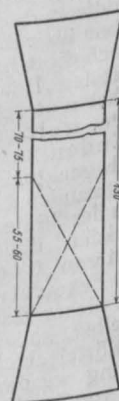


Abbildung 11
(rechts).
Doppelpyra-
miden-Bildung
bei den zer-
drückten Säulen
mit Kopf.

Abbildung 10
(links).
Schema für die
Anordnung
der Meßstellen
für die Quer-
dehnungen.



| | |
|------------------------|--|
| Elastizitätsmodul | $E = 2\,046\,000 \text{ kg/qcm}$ |
| Streckgrenze | $\sigma_s = 2\,510 \text{ „}$ |
| Bruchfestigkeit | $\sigma_B = 3\,730 \text{ „}$ |
| Verhältnis | $\sigma_s/\sigma_B \cdot 100 = 67 \text{ ‰}$ |
| Bruchdehnung auf 30 cm | $\delta = 28 \text{ ‰}$ |

Die Druckversuche ergaben im Mittel aus 12 Einzelversuchen:

| | |
|-------------------------|----------------------------------|
| Elastizitätsmodul | $E = 2\,070\,000 \text{ kg/qcm}$ |
| Proportionalitätsgrenze | $\sigma_p = 2\,310 \text{ „}$ |
| Quetschgrenze | $\sigma_{-s} = 2\,660 \text{ „}$ |

Für die Querbewehrungen wurde

| | |
|--------------------------------|---------------------------------|
| der Elastizitätsmodul E | zu $2\,370\,000 \text{ kg/qcm}$ |
| die Streckgrenze σ_s | „ $3\,340 \text{ „}$ |
| die Bruchfestigkeit σ_B | „ $4\,240 \text{ „}$ |
| die Bruchdehnung δ | „ $30,6 \text{ ‰}$ |

ermittelt.

Die Säulen wurden auf der 600 t-Masch. stehend geprüft. Die untere Druckplatte war mit Kugellagerung ausgestattet und vor dem Versuch so ausgerichtet, daß beide Druckplatten den sorgfältig abgeglichenen Endflächen der Säulen tunlichst parallel standen.

Die Belastung wurde stufenweise gesteigert und bei den einzelnen Laststufen wurden sowohl in der Mitte der Säulen als auch 10 cm vom Ende des Säulenschaftes entfernt die Längenänderungen mit Martenschen Spiegel-Apparaten und die Querdehnungen mit einem von mir angegebenen Apparat gemessen. Eine Zeichnung des letzteren findet sich in meinem Original-Bericht (Heft 21) der Veröffentlichungen des „Deutschen Ausschusses“ für Eisenbeton.*) Hier möge nur erwähnt sein, daß der Apparat nach Abbildung 7 im wesentlichen aus einem geschlossenen Rahmen bestand, der unter Vermeidung jeglicher Biegungsspannung bei a an die Probe angelegt war. Gemessen wurden mit Hilfe von Spiegel-Apparaten die Aenderungen der Abstände zwischen Probe und Rahmen an den Stellen 1–5, und aus den Messungsergebnissen sind dann die Querdehnungen berechnet worden.

Die Ergebnisse der Messungen zeigen die Schaulinien der Abbildungen 8 und 9, und zwar gibt Abbild. 8 die Längenabnahmen auf 0,5 m Meßlänge in Mitte Säule, Abbildung 9 die Querdehnungen 55 cm von Mitte Säule entfernt wieder (s. Abbildung 10).

Aus der Lage der Schaulinien zu einander ergibt sich Folgendes:

1. Sowohl die Querdehnungen als auch die Längenänderungen der bewehrten Säulen (2a und 2b γ) waren geringer als die der unbewehrten (1a und 1b).

2. Die Querdehnungen (s. Abbildung 9) waren bei den 2 m langen Säulen mit Kopf (2b γ und 1b) geringer als bei den 2 m langen Säulen ohne Kopf (2a und 1a) und zwar sowohl bei den bewehrten als auch bei den unbewehrten Säulen.

3. Die Längenabnahmen in Säulenmitte (s. Abbildung 8) waren bei den bewehrten Säulen mit Kopf (2b γ) ebenfalls geringer als bei den bewehrten Säulen ohne Kopf (2a); dagegen zeigten unter den unbewehrten Säulen diejenigen mit Kopf (1b) die größere Längenabnahme.

4. Die Längenabnahmen und Querdehnungen der unbewehrten Säulen von 1,3 m Länge ohne Kopf (1a') waren nicht wesentlich verschieden von denen der unbewehrten Säulen von 2 m Länge mit Kopf (1b).

Aus diesen Beobachtungen folgt, daß die an den Säulen angebrachten Köpfe die Formänderungen der Säulenschaft behinderten. Bei den unbewehrten Säulen war diese Behinderung (s. Ergebnis 4) ebenso groß wie die Behinderung der Formänderungen durch die Reibung zwischen der Endfläche der Säule und der Druckplatte der Prüfungsmaschine.

Das Verhältnis, Längenabnahme: Querdehnung, die Poisson'sche Zahl m , s. Tab. 1 a. f. S., ergab sich bei den unbewehrten Säulen in deren Mitte zu $m = 6,6$, und zwar übereinstimmend bei den drei Säulenarten (ohne Kopf 2 m lang, ohne Kopf 1,3 m lang und mit Kopf 2 m lang). Nahezu der gleiche Wert, nämlich $m = 6,3$, wurde bei den 2 m langen Säulen ohne Kopf auch in 45 cm Entfernung von der Endfläche noch gefunden; dagegen ergab sich m in 10 cm Entfernung von der Endfläche der Säulen ohne Kopf oder vom Kopfansatz wesentlich größer, nämlich zu $m = 8,3$. Hieraus folgt, daß bei den unbewehrten Säulen die Reibung an der Druckplatte und in gleichem Maße der Säulenkopf die Querdehnung in stärkerem Maße behindert haben als die Längenabnahme.

Bei den eisenbewehrten Säulen ergaben sich für m weniger gesetzmäßige Werte, als bei den unbewehrten Säulen. Ich glaube dies damit erklären zu sollen, daß die Meßpunkte bei den bewehrten Säulen an den Bewehrungen festgelegt waren und daher hier zufällige Verbiegungen der Bewehrungen mit hineinspielen. Man wird diesen

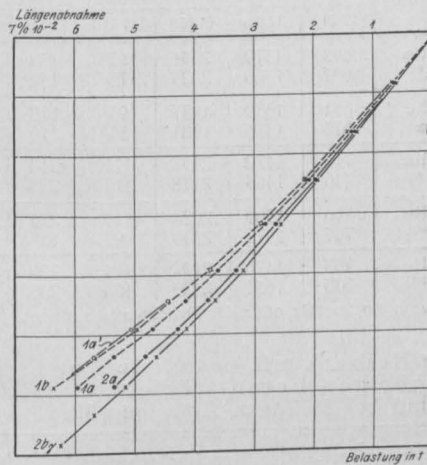


Abbildung 8. Schaulinien der Längenabnahmen auf 0,5 m Meßlänge in Säulenmitte.

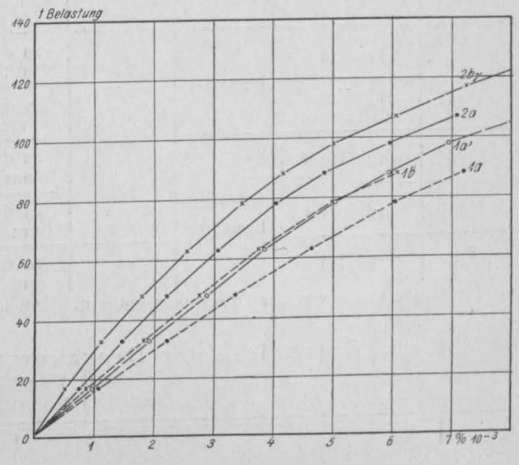


Abbildung 9. Schaulinien der Querdehnungen in 55 cm Abstand von Säulenmitte.

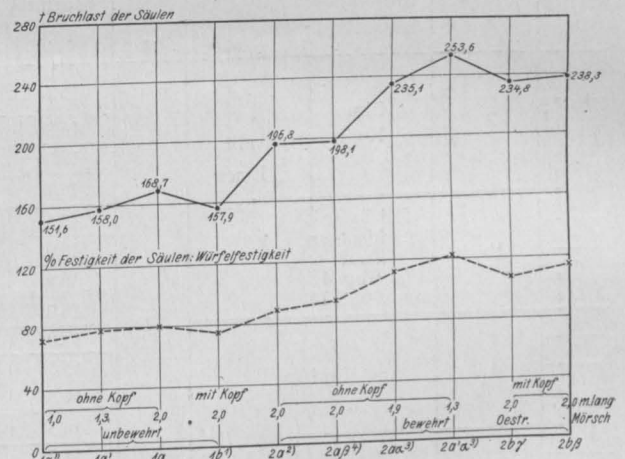


Abbildung 12. Schaulinien der Bruchfestigkeiten der Säulen der Reihen A und B.

Umstand bei späteren Versuchen zu berücksichtigen haben.

Die ermittelten Bruchfestigkeiten der Säulen zeigt Tabelle 2, Seite 76. Sie sind hier den Bruchfestigkeiten der mit den Säulen aus derselben Betonmischung gefertigten Würfeln gegenüber gestellt, ferner ist das Verhältnis der zusammen gehörigen Festigkeitswerte gebildet.

Beim Vergleich der Einzel-Ergebnisse aus den drei Parallelversuchen mit Säulen gleicher Art fallen besonders bei den eisenbewehrten Säulen die großen Unterschiede auf, und zwar lieferten bei den Säulen 2a die beiden ersten, bei den Säulen 2b γ die erste wesentlich höhere Bruchlasten, als die anderen zugehörigen, während die Würfelproben übereinstimmende Werte für die Festigkeit des Betons lieferten. In meinem Bericht, Heft 21, habe ich dargelegt, daß diese Unterschiede in der Art der Versuchsführung nicht wohl begründet sein können, daß es aber nicht ausgeschlossen erscheint, daß die Ursache in der Verwendung von Holzformen liegt, die bei den ersten Versuchen noch trocken, später wasserdurchtränkt wa-

*) Verlag Wilhelm Ernst & Sohn in Berlin 1913.

ren. Die Würfel waren in eisernen Formen gefertigt. Bei ihnen konnte daher der Wasserverlust des Betons beim Einstampfen nicht wesentlich verschieden sein.

Betrachten wir nun zunächst die mit den unbewehrten Säulen erzielten Ergebnisse: Aus dem Vergleich der Mittelwerte für die 2^m langen Säulen 1a ohne Kopf und 1b mit Kopf ergibt sich, 1. daß das Anbringen der Köpfe die Festigkeit der unbewehrten Säulen nicht erhöht, sondern eher vermindert hat.

Sämtliche 6 Säulen gingen unter Entstehung von Druckpyramiden zu Bruch. Die eine Grundfläche dieser Pyramiden lag bei den Säulen ohne Kopf, wie bei den

Länge von 2 auf 1,3^m keine Festigkeitssteigerung im Gefolge gehabt hat.

Auch hierfür bietet der Bruchverlauf eine genügende Erklärung. Die Gesamtlänge der bei den Säulen mit Kopf deutlich ausgebildeten Doppelpyramide (Abb. 11, S. 74) betrug 55–60 cm. Die Pyramide erstreckte sich also nicht einmal über die halbe Länge des Säulenschaftes, sie konnte sich vielmehr auch bei 1,3^m Schaftlänge ungehindert ausbilden, und es war somit keine Veranlassung zur Festigkeitserhöhung durch die Köpfe gegeben.

Eine volle Bestätigung findet diese Ansicht dadurch, daß 3. die 1,3^m langen, unbewehrten Säulen 1a' die

Tabelle 1. Mittlere Längenabnahme ϵ_l und Querdehnung ϵ_q für die Längeneinheit sowie deren Verhältnis ϵ_l/ϵ_q .

| Zeichen der Säulen | Art der Säulen | | Länge der Säulen m | Lage der Meßstellen | Längenabnahme $\epsilon_l \cdot 10^{-7}$ | | | Querdehnung $\epsilon_q \cdot 10^{-7}$ | | | Verhältnis $\epsilon_l/\epsilon_q = m$ | | |
|--------------------|----------------------|-----------|-----------------------|-------------------------|--|--------|--------|--|--------|--------|--|--------|--------|
| | | | | | bei den folgenden Belastungen in kg | | | | | | bei den folgenden Belastungen in kg | | |
| | | | | | 17 210 | 32 810 | 48 150 | 17 210 | 32 810 | 48 150 | 17 210 | 32 810 | 48 150 |
| 2a | ohne Kopf | bewehrt | 2,0 | in der Mitte am Ende*) | 695 | 1379 | 2051 | 67 | 130 | 204 | 10,4 | 10,6 | 10,0 |
| | | | | | 687 | 1360 | 2025 | 78 | 152 | 226 | 8,8 | 8,9 | 9,0 |
| 2b γ | mit Kopf (s. Abb. 4) | | | in der Mitte am Ende | 681 | 1339 | 1987 | 93 | 178 | 267 | 7,5 | 7,5 | 7,4 |
| | | | | | 674 | 1335 | 1987 | 56 | 119 | 185 | 12,0 | 11,2 | 10,7 |
| 1a | ohne Kopf | unbewehrt | 2,0 | in der Mitte am Ende*) | 712 | 1422 | 2137 | 111 | 218 | 330 | 6,4 | 6,5 | 6,5 |
| | | | | | 740 | 1465 | 2178 | 119 | 233 | 344 | 6,2 | 6,3 | 6,3 |
| 1b | mit Kopf | | | in der Mitte am Ende**) | 766 | 1509 | 2224 | 115 | 233 | 352 | 6,7 | 6,5 | 6,3 |
| | | | | | 797 | 1575 | 2349 | 93 | 189 | 281 | 8,6 | 8,3 | 8,4 |
| 1a' | ohne Kopf | | 1,3 | in der Mitte am Ende**) | 733 | 1474 | 2194 | 111 | 226 | 344 | 6,6 | 6,5 | 6,4 |
| | | | | | 873 | 1651 | 2425 | 106 | 200 | 298 | 8,2 | 6,3 | 8,1 |

*) 45 cm von der Druckplatte entfernt. — **) 10 cm vom Kopfansatz oder der Druckplatte entfernt.

Tabelle 2. Ergebnisse der Druckversuche Reihe A mit bewehrten und unbewehrten Säulen und den zugehörigen Beton-Würfeln. Sämtliche Proben sind bei 28 Tagen Alter geprüft.

| No. des Versuches | Bezeichnung der Säulen | Art der Säulen | | Länge der Säulen m | Proben gefertigt bei mittlerer | | Bruchbelastung | | Verhältnis der Festigkeit Säule zu Würfel $\frac{P}{P_1} \cdot 100\%$ | Bruchverlauf bei den Säulen |
|-------------------|------------------------|---|-------------------|-----------------------|--------------------------------|---------------------------------|-------------------------|--|---|---|
| | | | | | Zimmer-Wärme C° | relativer Luftfeuchtigkeit % | der Säulen P kg | des zugehörigen Würfels P_1 kg | | |
| | | | | | | | | | | |
| 1 | 2a | Ohne Kopf | Mit Eisen bewehrt | 2,0 | 15,3 | 27 | 204 500 | 223 200 | 91 | Druckpyramiden am oberen (zuletzt gestampften) Säulenende |
| 3 | | | | | 16,8 | 28 | 206 700 | 226 000 | 94 | |
| 5 | | | | | 15,0 | 54 | 179 100 | 219 100 | 82 | |
| Mittel | | | | | 15,7 | 36 | 196 800 | 221 900 | 89 | |
| 2 | 2b γ | Mit österreichischem Kopf (s. Abb. 4 und 5b, S. 74) | | | 15,1 | 28 | 265 900 | 221 900 | 120 | Am oberen Ende des Säulenschaftes; bei Versuch 4 und 6 unmittelbar unter dem Kopf |
| 4 | | | | | 16,0 | 47 | 219 700 | 220 500 | 99 | |
| 6 | | | | | 16,9 | 50 | 218 800 | 213 600 | 102 | |
| Mittel | | | | | 16,0 | 42 | 234 800 | 218 700 | 107 | |
| 7 | 1a | Ohne Kopf | | | 17,0 | 53 | 154 700 | 206 800 | 75 | Druckpyramiden am oberen Säulenende |
| 9 | | | | | 15,0 | 42 | 172 500 | 206 800 | 83 | |
| 11 | | | | | 16,8 | 45 | 178 800 | 168 700 | 83 | |
| Mittel | | | | | 16,3 | 47 | 168 700 | 210 000 | 80 | |
| 8 | 1b | Mit Kopf | | | 14,8 | 44 | 140 900 | 224 600 | 63 | Ausgeprägte Doppelpyramide die eine Grundfläche im Uebergange vom Schaft zum Kopf |
| 10 | | | | | 19,0 | 33 | 166 600 | 205 400 | 81 | |
| 12 | | | | | 18,7 | 57 | 166 300 | 205 400 | 81 | |
| Mittel | | | | | 17,5 | 45 | 157 900 | 211 800 | 75 | |
| 13 | 1a' | Ohne Kopf | unbewehrt | 1,3 ¹⁾ | 18,6 | 56 | 151 000 | 179 000 | 84 | Druckpyramide am oberen Säulenende |
| 14 | | | | | 18,3 | 56 | 164 800 | 217 700 | 76 | |
| 15 | | | | | 16,8 | 71 | 158 190 | 210 900 | 75 | |
| Mittel | | | | | 17,9 | 61 | 158 000 | 202 500 | 78 | |

1) Gleich Schaftlänge der Säulen 2b

¹⁾ Gleich Schaftlänge der Säulen 2b γ und 1b mit Kopf (s. Versuche 2, 4 6 8, 10 und 12).

früheren Versuchen, in der oberen End- oder Druckfläche, bei den Säulen mit Kopf im Uebergang vom Schaft zum Kopf, also auch bei ihnen dort, wo die Querdehnung des Schaftes am meisten behindert war. Nach Tab. 1 war die Behinderung der Querdehnung hier durch den Kopf ebenso groß, wie bei den Säulen ohne Kopf durch die Reibung an der Druckplatte. Es kann daher nicht befremden, daß der Kopf an sich keine Festigkeitssteigerung zu bewirken vermochte.

Weiter folgt aber aus den hier in Rede stehenden Ergebnissen, 2. daß auch die Verringerung der Schaft-

gleiche Festigkeit lieferten, wie die Säulen 1b, bei denen die Schaftlänge ebenfalls 1,3^m betrug.

Dieses Ergebnis dürfte zugleich als weiterer Beweis dafür angesehen werden können, daß die Köpfe die gleiche Wirkung gehabt haben, wie die Druckplatten.

Vergleicht man nun weiter die Festigkeiten der 2^m langen Säulen 1a ohne Bewehrung und 2a mit Bewehrung, so ergibt sich, 4. daß die Bruchlast der Säulen ohne Kopf durch die Bewehrung von 168 700 kg auf 196 800 kg, d. h. um 16%, gesteigert worden ist.

Schließlich zeigt der Vergleich der mit Köpfen öster-

reichischer Form versehenen Säulen 2b₇ mit den Säulen 2a₅, 5. daß die Festigkeit der bewehrten Säulen durch das Anbringen der Köpfe von 196 800 kg auf 234 800 kg, d. h. um 19%, gesteigert worden ist.

Der günstige Einfluß der Köpfe auf die Festigkeit der bewehrten Säulen tritt hierin deutlich zutage, wenn auch seine Größe infolge der oben besprochenen Unregelmäßigkeiten in den Festigkeitswerten der bewehrten Säulen nicht sicher anzugeben ist.

Unter Vorführung von Lichtbildern*) der gebrochenen Säulen erörtert der Vortragende dann, daß der Bruch bei allen Säulen durch Pyramidenbildung eingeleitet sei und daß der Bereich der Zerstörung, die Länge der Doppelpyramide, auch bei den überbewehrten Säulen nur über einen Teil der Säulenlänge von 1,3 m sich erstreckte.

Die Druckfläche an dem gebrochenen Ende einer 2 m langen, bewehrten Säule ohne Kopf zeigte, daß auch hier,

den Druckflächen liegen und b) um die Enden der Längseisen, die 10 mm von den Druckflächen entfernt liegen, noch ein besonderer geschweißter Bügel herum gelegt wird; ferner 2. ob die Anordnung des Säulenkopfes nach dem Vorschlage von Mörsch (siehe Abbildgn. 3 und 6) zu höheren Säulenfestigkeiten führt, als mit den Köpfen österreichischer Form erzielt waren.

Die Anfertigung der Säulen erfolgte in gleicher Weise und unter Verwendung der gleichen Materialien wie bei den Säulen der vorbesprochenen Reihe A. Gleichzeitig mit den Säulen wurde wieder je ein Würfel zur Ermittlung der Betonfestigkeit gefertigt.

Ueber die erzielten Werte möge hier unter Hinweis auf Heft 21 nur erwähnt sein, daß die mittlere Druckfestigkeit des Betons bei Reihe B 232 kg/qcm gegen 237 kg/qcm bei Reihe A betrug, und daß die Einzelwerte sehr gut unter einander übereinstimmen; nur 3 Proben zeigten nen-

Tabelle 3. Ergebnisse der Druckversuche mit den Säulen Reihe B.
Sämtliche Säulen sind bei 28 Tagen Alter geprüft.

| No. des Versuches | Bezeichnung der Säulen | Art der Säulen | | Länge der Säulen m | Proben gefertigt bei mittlerer | | Bruchbelastungen | | Verhältnis $V = \frac{P}{P_1} 100$ % | Bruchverlauf bei den Säulen | |
|-------------------|------------------------|----------------|--|--|--------------------------------|---------------------------------|--------------------|--|--|-------------------------------|--|
| | | | | | Zimmer-Wärme C° | relativer Luftfeuchtigkeit % | der Säulen P kg | des zugehörigen Würfels P ₁ kg | | | |
| | | | | | | | | | | | |
| 16 | 2a'α | ohne Kopf | Längseisen liegen bündig mit Druckfläche | 1,3 | 12,8 | 66 | 271 100 | 206 800 | 131 | Druckpyramide am oberen Ende. | |
| 17 | | | | | 14,3 | 60 | 248 910 | 201 200 | 124 | | Doppelpyramide, Grundfläche i. größt. Entfernung v. Ende. |
| 18 | | | | | 16,2 | 61 | 240 850 | 217 700 | 111 | | |
| Mittel | | | | | 14,4 | 63 | 253 620 | 208 570 | 122 | | |
| 21 | 2aα | | Mit Eisen bewehrt | | 1,9 | 13,2 | 67 | 252 870 | 216 400 | 117 | Druckpyramide am oberen Ende. |
| 23 | | | | | | 14,5 | 62 | 211 650 | 205 400 | 103 | |
| 25 | | | | | | 15,0 | 57 | 240 700 | 206 800 ²⁾ | 116 | |
| Mittel | | | | | | 14,2 | 62 | 235 070 | 209 530 | 112 | |
| 20 | 2aβ | | | Enden der Längseisen etwa 10 mm von Druckfläche entfernt. Bündig mit ihnen je ein geschweißter Bügel | 2,0 | 14,6 | 60 | 188 090 | 208 100 | 90 | Druckpyramide am oberen Ende. |
| 22 | | | | | | 13,2 | 67 | 203 590 | 216 400 ³⁾ | 94 | |
| 24 | | | | | | 15,0 | 57 | 202 530 | 206 800 | 98 | |
| Mittel | | | | | | 14,3 | 61 | 198 070 | 210 430 | 94 | |
| 26 | 2bβ2 | | mit Kopf nach Mörsch | Anordnung der Bewehrung (s. Abb. 3 und 6, S. 74) | 2,0 | 12,8 | 90 | 256 960 | 208 100 | 123 | In einiger Entfernung vom Ende des Schaftes. |
| 27 | | | | | | 14,8 | 78 | 232 480 | 208 100 | 112 | |
| 28 | | | | | | 14,7 | 73 | 225 340 | 205 400 | 110 | |
| Mittel | | | | | | 14,1 | 80 | 238 260 | 207 200 | 115 | |
| 19 | 1a'' | ohne Kopf | | unbewehrt | 1,0 ¹⁾ | 16,2 | 61 | 147 180 | 217 700 ⁴⁾ | 68 | Druckpyramide am oberen Ende. |
| 29 | | | | | | 14,5 | 71 | 155 430 | 208 100 | 75 | |
| 30 | | | | | | 14,5 | 71 | 152 220 | 208 100 | 73 | |
| Mittel | | | | | | 15,1 | 68 | 151 610 | 211 300 | 72 | |
| 31 | — | | Eisen-Gerippe ohne Beton | | 1,9 | — | — | 26 430 | — | — | Die vier Längseisen biegen seitwärts in der gleichen Richtung aus. |
| 32 | | | | | | | | 24 600 | — | — | |
| 33 | | | | | | | | 27 480 | — | — | |
| Mittel | | | | | | | | 26 170 | — | — | |

1) Gleich Schaftlänge der Säulen mit Kopf nach Mörsch (s. Versuche 26, 27 und 28).
2) Festigkeit des mit Säule (Versuch) 24 gefertigten Würfels. Säulen 24 und 25 sind an demselben Tage gefertigt.
3) " " " " " 21 " 22 " " " " " "
4) " " " " " 18 " " " 18 " 19 " " " " " "

wie bei den früheren Untersuchungen, die Ecken der Säulen abgeplatzt waren, obgleich die Endflächen der Längseisen nur 1 cm von der Druckfläche entfernt lagen. Diesem Abplatzen ging die Entstehung von Rissen voraus, die konzentrisch nach dem Längseisen hin verlaufen.

Aus dem Bruchverlauf bei den unbewehrten und bewehrten Säulen mit Kopf geht deutlich hervor, daß die Grundfläche der Pyramide in dem Uebergang vom Säulenschaft zum Kopf liegt.

Besonders die geschilderten Brucherscheinungen, Risse in den Ecken der Druckflächen und Pyramidenbildung am Ende des Säulenschaftes, gaben zu weiteren Versuchen (Reihe B) Veranlassung, die Entscheidung darüber bringen sollten, ob: 1. das Abplatzen der Säulenkanten und die Entstehung von Druckpyramiden auch dann eintritt, wenn a) die Endflächen der Längseisen bündig mit

nenswerte Abweichungen vom Mittel im Betrage von + 5 und 3,5 %.

Bei Prüfung der Säulen ergaben die Messungen der Formänderungen bei den gleichen Belastungen Folgendes:

1. Die Querdehnung war besonders bei den unbewehrten Säulen am Ende wesentlich geringer als in der Mitte.
2. Von den bewehrten Säulen wies die Säule, bei der ein besonderer Bügel um die Enden der Längseisen gelegt war, die größte Querdehnung am Kopf auf.
3. Bei den Säulen mit Kopf nach Mörsch war die Querdehnung bei Belastungen bis zu 80 000 kg ebenso groß wie bei den bewehrten Säulen ohne Kopf und wesentlich größer als bei den Säulen mit Kopf österreichischer Form; erst von 120 000 kg ab war sie bei den beiden Kopfformen gleich groß.
4. Die geringste Querdehnung am Kopf erlitten die 1,3 m langen bewehrten Säulen, bei denen die Endflächen der Längseisen bündig mit der Druckfläche lagen.

*) Von Wiedergabe der Lichtbilder ist hier Abstand genommen. Es andelt sich um die Abb. 24, 17, 18, 23 und 19, Heft 21.
24. Mai 1913.

5. Die Längenabnahme in Säulenmitte war bei den unbewehrten Säulen größer als bei den bewehrten.

6. Bei den bewehrten Säulen trat kein nennenswerter Einfluß der verschiedenartigen Ausbildung der Säulenden auf die Längenabnahme zutage.

Die vorgeführten Lichtbilder*) von dem Verlauf des Bruches bei den Säulen der Reihe B zeigten

a) daß die 1 m langen unbewehrten Säulen wieder unter guter Ausbildung der Doppelpyramide über der oberen Druckfläche brachen.

b) daß die 1,9 m langen bewehrten Säulen ohne Kopf, bei denen die Endflächen der Längseisen bündig mit der Druckfläche lagen, wieder am oberen Ende, und zwar auch unter Abplatzen der Säulenkanten zu Bruch gegangen waren.

c) daß die gleichen Erscheinungen auch bei den 2 m langen Säulen auftraten, bei denen ein besonderer Bügel um die Enden der Längseisen gelegt war.

d) daß die 1,3 m langen Säulen, bei denen die Endflächen ebenfalls bündig mit den Druckflächen lagen, sich auffallend abweichend von den übrigen verhielten. Diese Säulen brachen in größerer Entfernung vom Ende. Dabei war, wie später erörtert ist, die Festigkeit dieser Säulen nicht erheblich größer als die der ebenso bewehrten 2,9 m langen Säulen, die am Ende brachen. Wohl aber möge nochmals darauf hingewiesen sein, daß die kürzeren Säulen die geringsten Querdehnungen am Ende zeigten hatten.

e) Die mit dem Kopf nach Mörsch bewehrten Säulen brachen teils am Übergang vom Schaft zum Kopf, teils in größerer Entfernung davon.

Die mit den Säulen der Reihe B erzielten Druckfestigkeiten zeigt Tab. 3, S. 77, in die auch die Bruchfestigkeiten der zugehörigen Betonwürfel wieder mit aufgenommen sind.

Zunächst sei darauf hingewiesen, daß bei den Versuchen 16—18 und 26—28 die Festigkeiten der Säulen in der Reihenfolge ihrer Anfertigung abnehmen. Hier scheint also wieder der schon zu Reihe A hervorgehobene Einfluß sich geltend zu machen, daß dem Beton durch die Holzwände der Form Wasser entzogen wurde; diese Wasserentziehung nimmt mit der Häufigkeit der Benutzung der Formen ab und dementsprechend auch die Bruchfestigkeit der Säulen. Es scheint daher nicht ausgeschlossen, daß die Mittelwerte zu den beiden genannten Reihen den übrigen Mittelwerten gegenüber etwas zu groß ausgefallen sind.

In Abbildung 12 sind nun die Mittelwerte der Bruchfestigkeiten sämtlicher Säulen aus den Reihen A und B gegenübergestellt. Die ersten vier Werte gelten für die unbewehrten Säulen. Auffallenderweise nehmen die Bruchfestigkeiten mit wachsender Länge der Säulen zu und die

*) Es handelt sich um die Abb. 33a, 30, 31, 29a und 32, Heft 21.

Säulen mit Kopf zeigen die gleiche Festigkeit wie die 1,3 m langen Säulen. Die mittlere Festigkeit der unbewehrten Säulen wird man mit 158000 kg annehmen können. Die bewehrten Säulen zeigen durchweg höhere Festigkeit als die unbewehrten. Durch die Anordnung eines geschweißten Bügels am Ende der Längseisen, deren Endflächen 10 mm von der Druckfläche entfernt waren, (2a β) ist die Bruchfestigkeit nicht gesteigert; sie war ohne (2a) und mit diesem Bügel (2a β) um 25 % größer als bei den unbewehrten Säulen.

Das Durchführen der Längseisen bis zur Druckfläche (2a α) hat erhebliche Steigerung der Bruchfestigkeit bewirkt; diese Steigerung beträgt bei den 1,9 m langen Säulen (2a α) 18,6 % und bei den 1,3 m langen (2a' α) sogar 28 % gegenüber den Säulen 2a, bei denen die Längseisen 10 mm von den Druckflächen abstanden.

Die Festigkeit der Säulen mit Kopf nach Mörsch (2b β) war nicht wesentlich größer als bei den Säulen 2b γ mit österreichischem Kopf; beide können als gleich erachtet werden mit der Festigkeit der Säulen, deren Längseisen bis an die Druckfläche herangeführt war.

Faßt man die Ergebnisse der Reihe B zusammen, so ergibt sich in Beantwortung der gestellten Frage Folgendes:

1. Das Umlegen eines geschweißten Bügels um die 10 mm von der Druckfläche abstehenden Enden der Längseisen war zwecklos; es vermochte weder die Querdehnung geringer zu gestalten und das Abplatzen der Säulenkanten zu verhindern, noch eine Steigerung der Säulenfestigkeit herbeizuführen.

2. Das Durchführen der Längseisen bis an die Druckflächen heran hat von allen untersuchten Anordnungen der Bewehrung die Querdehnung am wirksamsten hintenan zu halten vermocht und zu wesentlicher Steigerung der Bruchfestigkeit geführt. Bei den 1,3 m langen Säulen blieb die Behinderung der Querdehnung bis zum Bruch bestehen und das Abplatzen der Säulenkanten trat nicht ein; die 2 m langen Säulen dagegen zeigten bei höheren Belastungen wieder stärkere Querdehnung, bei ihnen platzten dann auch die Kanten trotz der durchgeführten Längseisen ab und der Bruch erfolgte durch Pyramidenbildung (s. Abbildung 30, Heft 21).

3. Die Anordnung der Säulenköpfe nach dem Vorschlag von Mörsch hat sich der österreichischen Kopfform nicht überlegen erwiesen. Zwar brachen die Säulen in größerer Entfernung vom Kopfsatz, doch war ihre Bruchfestigkeit bei beiden Kopfformen die gleiche und nicht nennenswert größer, als wenn bei den Säulen ohne Kopf die Längseisen bis zu den Druckflächen hindurch geführt waren. —

(Schluß folgt.)

Die neuen „Bestimmungen für die Ausführung von Eisenbetonbauten“ der königlich württembergischen Staatseisenbahn-Verwaltung.

Von K. W. Schaechterle in Stuttgart. (Schluß.)

Die Berechnungs-Vorschriften sollen einen hinreichenden Sicherheitsgrad der nach ihren Anweisungen erstellten Bauten gewährleisten, außerdem der Sparsamkeit und den Fortschritten in der Erkenntnis der Bauweise Rechnung tragen, schließlich für die praktische Handhabung geeignet sein. Wichtig ist vor allem, daß die Grundlagen der statischen Berechnung und die Angaben über das anzuwendende Rechenverfahren vollständig und eindeutig sind. Hierbei ist bezüglich der Sicherheit tunlichste Übereinstimmung mit den diesbezüglichen Vorschriften für Eisenkonstruktionen anzustreben, da die Eisenbetonbauweise in der Praxis fast immer mit reinen Eisenkonstruktionen in wirtschaftlichem Wettbewerb steht. Einwandfreie wirtschaftliche Vergleiche sind aber nur unter statisch und konstruktiv gleichwertigen Entwürfen möglich.

Die Übereinstimmung der Vorschriften wird erreicht durch Festsetzung der jeweils gleichen Belastungsannahmen für Eisenbahn-, Straßen- und Wegebrücken sowie bei Hochbauten. Hierbei ist allerdings zu beachten, daß Eisenkonstruktionen ohne große Schwierigkeiten verstärkt werden können, was bei Eisenbetonbauten nahezu ausgeschlossen ist. Eisenbeton-Brücken für Hauptbahnen sind deshalb nach den neuen württ. Vorschriften grundsätzlich mit dem schwersten Lastenschema von 1912 (preuß. Lastenzug B) zu berechnen (Ausnahmen gibt es nur für Neben- und Schmalspur-Bahnen), während bei Eisenkonstruktionen noch das Lastschema von 1902 gleichzeitig in Anwendung bleibt. Bei Straßen- und Wegebrücken ist neben der Dampfwalze oder dem Lastwagen noch Menschengedränge zu berücksichtigen.

Wichtig ist die Festlegung der Lastverteilung zur Be-

rechnung von Platten und Plattenbalken. Diesbezügliche Bestimmungen besitzen die bekannten Vorschriften nicht, wohl aus dem Grunde, weil sie in erster Linie für Hochbauten aufgestellt sind. Nach den Versuchen von Fränkel, Winkler u. a. rechnet man ungünstig, wenn man die in den Abb. 6 und 7 in No. 9 S. 71 gezeichnete Verteilung der konzentrierten Lastangriffe annimmt. Schon die alten württ. Vorschriften haben die verschärfende Bestimmung enthalten, daß die Lastverteilung immer nur quer zur Plattenstützweite berücksichtigt werden darf. In der Richtung der Stützweite ist stets mit konzentrierten Lastangriffen und jeweils ungünstigster Stellung zu rechnen. Die letztere Forderung gilt auch für die Berechnung von Bogen und Rahmen.

Zu den für Brücken und Hochbauten im einzelnen vorgeschriebenen Nutzlasten sind Zuschläge für Erschütterungen nach den württ. Vorschriften nicht zu machen. In Würdigung der Erschütterungen gingen die bisherigen Eisenbetonvorschriften ziemlich weit auseinander. Die Leitsätze fordern bei Stoßwirkungen die sonst üblichen (?) Zuschläge zu den Verkehrslasten, die amtlichen preußischen Bestimmungen unterscheiden stärkere Erschütterungen, sowie stark wechselnde Belastungen (Zuschläge an 50%) und starke Stöße (wofür bis zu 100% Zuschläge anzusetzen sind). Die österreichischen Regierungs-Vorschriften verlangen entsprechend 30% und 50%, die Vorschriften der schweizerischen Eisenbahnen sehen für Bauten auf Bahngelände bis 50% Zuschläge zu den Nutzlasten vor.

Eine logisch klare Einteilung nach Erschütterungsgraden dürfte schwer zu finden sein. Dem Ermessen des mit der verantwortlichen Entwurfsprüfung Beauftragten muß hier ein gewisser Spielraum bleiben. Auf jeden Fall ist es erwünscht, nach dem Vorgang der Vorschriften für

Eisenkonstruktionen, statt der prozentualen Zuschläge zu den Nutzlasten eine Herabminderung der zulässigen Spannungen vorzunehmen und dafür bestimmte Höchstwerte vorzuschreiben.

Für Eisenkonstruktionen sind als zulässige Spannungen bei der württ. Eisenbahnverwaltung vorgesehen:

I. Brückenbau.

1. Eisenbahnbrücken.
 - a) Vollwandige Träger und Fahrbahnteile von Fachwerkbrücken: $s = 600 + 10l$, Grenzwert $s_{\max} = 750$ kg/qcm (in Meter).
 - b) Fachwerkträger: $s = 750 \left(1 \pm \frac{1}{2} \frac{s_{\min}}{s_{\max}}\right)$, Grenzwert $s_{\max} = 1000$ kg/qcm.
2. Straßenbrücken:
 - a) $s = 1,1 (600 + 10l)$, Grenzwert $s_{\max} = 825$ kg/qcm,
 - b) $s = 825 \left(1 \pm \frac{1}{2} \frac{s_{\min}}{s_{\max}}\right)$, Grenzwert $s_{\max} = 1100$ kg/qcm.

Bei Berücksichtigung des Winddruckes und anderer Zusatzkräfte dürfen die zulässigen Spannungen auf $s + 150$ kg/qcm erhöht werden.

II. Hochbau.

1. Dächer.
 - Ständige Last: $s = 800$ kg/qcm,
 - ständige Last, Nutzlast und Schnee: $s = 1000$ kg/qcm,
 - ständige Last, Nutzlast, Schneelast u. Winddruck: $s = 1600$ kg/qcm,
 - Wind allein: $s = 1200$ kg/qcm.
2. Decken und sonstige Einbauten.
 - Ruhende Last: $s = 1200$ kg/qcm
 - bei Erschütterungen: $s = 1000$ kg/qcm,
 - bei starken Stößen: (Kranlaufbahnen usw.) $s = 800$ kg/qcm.

Eine so weit gehende Differenzierung erscheint für den Eisenbetonbau nicht notwendig. Schon deshalb, weil das Eigengewicht gegenüber den Nutz- und Verkehrslasten und den zufälligen Lasten meist recht bedeutend ist. Die genaue Abgrenzung ist auch nicht von Belang, wenn man die praktische Forderung einhält, wonach bei Eisenbetonkonstruktionen die unmittelbare Stoßwirkung durch elastische Zwischenmittel aufzuheben oder wenigstens zu mildern ist. So ist bei Bahnbrücken stets ein reichlich stark bemessenes Schotterbett angezeigt. Als Mindestmaß gilt bei uns ein 45 cm starkes gleichförmiges Kiesbett. Bei Straßenbrücken wird unter dem Würfel- oder Kleinpflaster stets ein Sandpolster ausgeführt. Bei Hochbauten ist unter Maschinen eine reichlich breite Lagerfläche und ein elastisches Zwischenmittel unter den Hauptstützpunkten erwünscht.

An zahlreichen nach den Vorschriften berechneten Bahnbrücken sowie bei Hochbauten haben sich bis jetzt keinerlei Mängel gezeigt. An einer Bahnbrücke, die noch nach den Leitsätzen mit $\sigma_e = 1000$ kg/qcm gerechnet worden ist, und 10 Jahre im Betriebe steht, können bisher keinerlei Veränderungen, Risse noch Roststellen nachgewiesen werden. Es verdient auch besonders hervorgehoben zu werden, daß an über 60 Eisenbetonbrücken bis jetzt keinerlei Unterhaltungsaufwand entstanden ist.

Die Mehrzahl der ausgeführten Bauwerke sind Plattenbalken-Konstruktionen kleiner bis mittlerer Spannweite. Für solch kleine Spannweiten ist die Eisenbetonbauweise dem reinen Eisenbau oder auch der Verbundkonstruktion aus I-Trägern mit Zwischenbetonierung wirtschaftlich überlegen. Die Ausführung ist einfach und erfordert nicht mehr Zeitaufwand als Eisenkonstruktionen oder I-Träger mit Zwischenbetonierung. Die Widerlager-Mauern werden gut verspannt, was in der Dimensionierung berücksichtigt werden darf. Schließlich können auch bei Arbeiten unter Betriebsgleisen seitlich fertig gestellte Platten- und Plattenbalken in Zugpausen eingeschoben werden. Bei zweckmäßiger Einzelausbildung sind auch bei späteren Gleisänderungen Verschiebungen leicht vorzunehmen.

An ausgeführten Platten- und Plattenbalken unter Bahngleisen sind Durchbiegungen und Schwingungen bei genügend hohem Schotterbett kaum wahrzunehmen.

Bei den Bahnsteig-Unterführungen in Feuerbach und Gmünd (vergl. Deutsche Bauzeitung „Mitteilungen“ 1911 S. 90/91) wurden anlässlich der Probelastungen genaue Messungen vorgenommen. Die größte elastische Durchbiegung betrug bei der Gmünder Kastenkonstruktion 0,25 mm in Plattenmitte, (rd. $\frac{1}{20000}$ der Stützweite), bei der Feuerbacher Rippenplatte höchstens 0,10 mm ($\frac{1}{50000}$). Schwingungen wurden nicht beobachtet, das Verkehrsgeschäft war gedämpft. Die geringen Formänderungen lassen mit Sicherheit darauf schließen, daß sich die Bauwerke auch auf die Dauer im Betriebe gut erhalten werden.

Wesentlich größer als bei einfachen Platten- und Balken sind die elastischen Formänderungen bei Bogen- und Rahmen-Konstruktionen, hauptsächlich bei Dreigelenkbogen und bei durchlaufenden Tragwerken auf elastischen Stützen. Hier kommen die tatsächlich auftretenden Durchbiegungen den rechnerisch ermittelten ziemlich nahe. Bei der Neckar-Brücke Tübingen betrug die elastische

Durchbiegung im Scheitel der Dreigelenkbogen 4,2 mm (rd. $\frac{1}{7000}$ der Stützweite), nach der Rechnung ergaben sich 4,9 mm. Bei der Kragträgerbrücke in Ummendorf wurden bei der Probelastung Verschiebungen gemessen, die darauf schließen lassen, daß der nach der Elastizitätstheorie ermittelte Momentenverlauf mit dem auf Grund der Beobachtungen sich ergebenden ziemlich übereinstimmt. Die Belastungsprobe wurde mit einer 15,6 t schweren Dampfwalze vorgenommen. Zwei charakteristische Laststellungen und die beobachteten Verschiebungen sind in den Abbildungen 10 und 11 angegeben.

Bei schneller Fahrt der Dampfwalze über die Brücke haben, infolge der gleichzeitig auftretenden Stöße, die größten lotrechten Ausschläge 3 mm betragen. Auch kleine wagrechte Bewegungen der Pfeilerköpfe und Seitenschwankungen wurden beobachtet. An einer zurzeit im Bau begriffenen Gerüstbrücke für eine Hauptbahn sollen weitere genaue Messungen über Formänderungen unter schweren Lokomotiven und über die Wirkung der Bremskräfte vorgenommen werden. Bei dem in Abbildung 12 dargestellten

Abbildung 10.

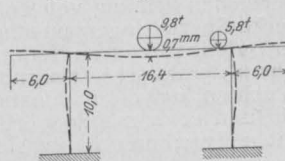


Abbildung 11.

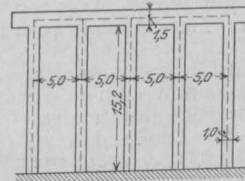


Abbildung 12.

von Steifen kann man die Sicherheit der Bauwerke oft wesentlich erhöhen.

Außer den Einflüssen der wechselnden Belastungen und den Wirkungen von Erschütterungen und Stößen sind bei Bauten im Freien die Einflüsse der Temperatur stets zu berücksichtigen, und zwar bei statisch bestimmten Tragwerken durch reichliche Anordnung von Dehnungsfugen und geeignete Ausbildung der Lager. Bei statisch unbestimmten Konstruktionen in Eisenbeton ist es unbedingt erforderlich, die aus den Wärmeschwankungen entstehenden Zugspannungen sorgfältig zu berechnen.

Auch in diesen Punkten waren einige Bestimmungen unvollkommen. In den Schweizerischen Vorschriften über Bauten in armiertem Beton vom Juni 1909 sind Bestimmungen über die Berücksichtigung der Temperatur-Einflüsse und der Schwind-Erscheinungen, die in ihrer Wirkung einem Temperaturabfall gleich zu achten sind, in Kap. 2 Art. 5 enthalten. Hiernach ist der Einfluß der Temperatur, sofern dadurch innere Spannungen in der Konstruktion verursacht werden, bei Bauten im Freien für einen Unterschied von $\pm 15^\circ \text{C}$. in Bezug auf die mittlere Herstellungs-Temperatur zu berücksichtigen. Es fehlt in den im übrigen vorbildlichen Vorschriften die Angabe des Temperatur-Ausdehnungskoeffizienten, der für Eisenbeton-Konstruktionen mit $W = 0,000012$ für 1°C . angenommen werden darf. Weiterhin können besondere Verhältnisse die Berücksichtigung höherer Temperatur - Unterschiede erheischen. Schließlich darf bei großen Querschnitten, wie sie bei Gerüstbrücken, Gewölben usw. häufig vorkommen, die Temperaturgrenze ermäßigt werden. Diesen Forderungen ist in den neuen württ. Vorschriften (vergl. Abschnitt II 4) Rechnung getragen worden.

Daß die Berechnung der Temperaturspannung bei Gewölben, vor allem aber bei durchlaufenden Tragwerken auf elastischen, mit der Fahrbahn fest verbundenen Stützen unbedingt notwendig ist, ist in verschiedenen Veröffentlichungen nachgewiesen. Die praktisch höchstzulässige Längen-Ausdehnung von durchlaufenden Trag-

Grundsystem betragen die elastischen Verschiebungen der Pfeilerköpfe unter dem Einfluß der Bremskräfte, die $\frac{1}{6}$ der Achslasten der schwersten Lokomotiven angenommen sind, 5,2 mm. So große Verschiebungen können zu gefährlichen Schwingungen Veranlassung geben. Es müssen deshalb bei Gerüstbrücken für Lokomotiv-Belastung stets kräftige Steifen- und Bremsstäbe angeordnet werden.

Wichtig ist auch bei Eisenbeton - Tragwerken auf elastischen Säulen die Untersuchung der Querrahmen. Zentrifugalkräfte, Seitenstöße, Winddruck können oft bedeutende Beanspruchungen hervorrufen. Ihr Einfluß ist umso größer, je höher die Angriffsstelle über den Widerlagern liegt. Durch Spreizung der Säulen und Anordnung

werken auf elastischen Stützen kann für Bauwerke im Freien zu 35 m angenommen werden. In diesen Abständen sind Dehnungsfugen vorzusehen, wenn man rissefreie Konstruktionen erzielen will. Das Fehlen einer diesbezüglichen Vorschrift in den Leitsätzen, in den preußischen Bestimmungen und anderen hat schon manche nicht einwandfreie Ausführung zur Folge gehabt. Bei der Neubearbeitung dieser Vorschriften sollte deshalb auf diese Einflüsse, die den Eisenbeton-Tragwerken gefährlich werden können, näher eingegangen werden.

Ueberhaupt ist es wünschenswert, daß bei der statischen Berechnung der (für Eisenbetonbauten charakteristische) steife Zusammenhang der verschiedenen Teile in geeigneter Weise berücksichtigt wird, was bereits auch die österreichischen Regierungs-Vorschriften verlangen. Im Hochbau sieht man in dieser Forderung wegen der Schwierigkeit der Berechnung eine unnötige Erschwerung. Dort kann in den meisten Fällen die genaue rechnerische Verfolgung der Spannungen unterbleiben. Dagegen muß im Brückenbau die genaue theoretische Untersuchung verlangt werden.

Es empfiehlt sich, zur Aufstellung solcher Berechnungen und zur verantwortlichen Prüfung von Entwürfen für Eisenbeton-Tragwerke Spezial-Ingenieure heranzuziehen, die sowohl über gute theoretische Kenntnisse verfügen, als auch hinreichende praktische Erfahrung besitzen. Stets ist darauf zu achten, daß die ungünstigsten Kraftwirkungen untersucht und etwa mögliche Abweichungen von den gemachten Annahmen berücksichtigt werden.

Die übrigen Bestimmungen der neuen württembergischen Vorschriften über Bauvorbereitung, Material-Beschaffenheit und -Verarbeitung, Lehren, Schalung, Stützung, Ausrüstungsvorschriften, Prüfung und Abnahme der Bauwerke konnten im wesentlichen beibehalten werden. Ueber diesen Teil gehen die Anschauungen ja ziem-

lich auseinander, je nachdem man mehr den Standpunkt der Verwaltung oder mehr den des Unternehmers einnimmt. Man war bestrebt, die an Bauausführungen zu stellenden technischen Anforderungen bestimmt zum Ausdruck zu bringen, die Leistungen und Pflichten des Unternehmers so festzulegen, daß Meinungsverschiedenheiten nach Möglichkeit ausgeschlossen sind, eine sichere Grundlage für die Preisbildung in jedem Einzelfall geboten werden kann. Nicht nur die Unternehmer, sondern auch die Dienststellen der Verwaltung sind an die Vorschriften gebunden. Änderungen der technischen Bestimmungen sind unzulässig; dagegen dürfen — soweit dies bei der großen Verschiedenheit der Einzelfälle erforderlich — ergänzende Zusatzbestimmungen in die Verträge aufgenommen werden.

Bei der großen Verantwortung der an Eisenbeton-Ausführungen im Eisenbahngebiet Beteiligten sind strenge Vorschriften nicht nur berechtigt, sondern notwendig. Nicht zuletzt liegt die tadellose und einwandfreie Bauausführung auch im Interesse der Eisenbeton-Baugeschäfte und Tiefbau-Unternehmungen. Das Mißtrauen, das durch eine schlechte Ausführung hervorgerufen wird, kann jahrelang die Entscheidungen zugunsten einer anderen bewährten Ausführungsform beeinflussen. Doch werden einzelne schlechte Erfahrungen auf die Dauer die Verbreitung der Eisenbeton-Bauweise nicht aufhalten können. Zu den wichtigsten Fortschritten der Technik des Eisenbahnwesens in den letzten 10 Jahren gehört die Einführung und vielseitige Anwendung des Eisenbetons. Es zeigt sich hierin das erfreuliche Bestreben der Verwaltungen, jede brauchbare technische Neuerung zu nutzen. Die Eisenbahn-Techniker dienen damit nicht nur dem technischen Fortschritt im allgemeinen, sondern arbeiten auch erfolgreich an der Erhöhung der Betriebssicherheit und an der Hebung des wirtschaftlichen Erfolges der Bahnbetriebe. —

Vermischtes.

Ein Erlaß des preuß. Ministers der öffentl. Arbeiten betr. die Beanspruchung des Eisens im Eisenbetonbau vom 22. April 1913 bestimmt Folgendes:

„Die Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten vom 24. Mai 1907 (Zentralbl. der Bauverw. S. 301) werden durch folgenden Zusatz zu § 16 Ziffer 1 ergänzt: Die Zug- und Druckspannung des Eisens darf bis zu 1200 kg/qcm gesteigert werden, wenn das zu verwendende Eisen eine über das gewöhnliche Maß hinaus gehende Festigkeit besitzt, und zwar soll die Zugfestigkeit bei geringer Stärke der Eisenstäbe (10 mm) mindestens 4200, bei größerer Stärke (30 mm) mindestens 3800 kg/qcm betragen. Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten. Dabei darf die aus Zerreißversuchen durch das erste Abfallen der Wage ermittelte Streckgrenze nicht weniger als das 0,6- und nicht mehr als das 0,7-fache der Zugfestigkeit betragen. Ferner soll die Bruchdehnung mindestens 25 % erreichen. Diese Festigkeitswerte sind auf Verlangen nachzuweisen. Bei der Kaltbiegeprobe muß der lichte Durchmesser der Schleife an der Biegestelle gleich der halben Dicke des Stabes sein, wobei keine Risse entstehen dürfen.“

Damit ist also das lebhafteste Bestreben des „Deutschen Beton-Vereins“, das sich auf eine Heraufsetzung der bisher auf 1000 kg/qcm festgelegten Eisenfestigkeit richtete, von Erfolg gekrönt worden.

Bekanntlich war durch die ministeriellen Bestimmungen von 1904 die Beanspruchung des Eisens bereits mit 1200 kg/qcm bemessen und ist dann erst durch die Bestimmungen von 1907 auf 1000 kg/qcm herabgesetzt worden, weil man die Sicherheit nach dem damaligen Stande der Kenntnis von der Spannungsverteilung im Eisenbeton nicht für ausreichend hielt. Nachdem diese Kenntnis in den letzten Jahren, namentlich auch durch die Arbeiten des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ eine wesentliche Bereicherung erfahren hat, und nachdem durch die Bestimmungen vom 31. Januar 1910 für Eisenhochbauten allgemein die zulässige Beanspruchung des Eisens auf 1200 kg/qcm, unter gewissen Bedingungen sogar auf 1400 und 1600 kg/qcm festgesetzt worden war, hat sich der „Deutsche Beton-Verein“ bemüht, für den Eisenbetonbau wenigstens unter gewissen Voraussetzungen die Heraufsetzung der Eisenspannung auf 1200 kg/qcm zu erreichen, ein Maß, das außerdem durch minist. Erlaß vom 7. Nov. 1911 auch schon für Kahnisen zugestanden war. Denn in diesen beiden letztgenannten Erlassen mußte die Eisenbeton-Industrie eine starke Schädigung und Beeinträchtigung ihrer Interessen erblicken. Die Vorschläge des „Deutschen Beton-Vereins“, die dieser dem deutschen Ausschuss vorlegte, waren allerdings etwas anders gefaßt, als die jetzige

Verfügung des Ministers, deren Erlaß, soweit uns bekannt, umfangreiche Versuche über die Qualität des Rundeisens in dem kgl. Material-Prüfungsamt Lichterfelde vorausgegangen sind. Es war beantragt, die zulässige Zugspannung in Eisenbetonbauten nach dem Grade der Erschütterungen der Bauteile abzustufen, also das Maß von 1200 kg/qcm herabzusetzen auf 1000 bei Bauteilen, die mäßigen Erschütterungen ausgesetzt sind (Fabriken, Tanzsäle), desgl. bei Straßenbrücken mit Dampfwalzen-Belastung, dagegen auf 750 kg/qcm bei Balkenbrücken unter Eisenbahngleisen. Diese Bestimmungen sollten Gültigkeit erhalten bis zum Erlaß neuer Vorschriften für den Eisenbeton, da diejenigen von 1907 nach den neueren Erfahrungen in mehreren Punkten der Abänderung bedürfen. Mit dieser Arbeit beschäftigt sich der Arbeitsausschuß des „deutschen Ausschusses“ bereits seit längerer Zeit. Der jetzige eigentlich überraschend kommende Erlaß erstreckt sich nur auf Hochbau-Konstruktionen allein und gewährt die zulässige Spannung nur Eisen höherer Qualität.

Das kgl. Polizei-Präsidium zu Berlin gibt zu obigem Erlaß unter dem 15. Mai d. Js. noch folgende Bestimmung:

Soll bei Eisenbeton- oder Steineisen-Konstruktionen eine höhere Beanspruchung des Eisens als 1000 kg/qcm zugelassen werden, so ist die nach obigen Vorschriften erforderliche Festigkeit des Eisens bei der Einreichung der statischen Berechnung durch ein Prüfungszeugnis des kgl. Materialprüfungsamtes zu Berlin-Lichterfelde nachzuweisen. Die Baupolizei-Verwaltung behält sich vor, in einzelnen Fällen die Festigkeit der tatsächlich verwendeten Eisen auf Kosten des Unternehmers bei dem Materialprüfungsamt nachprüfen zu lassen.

Die bei den einzelnen Eisenstärken erforderliche Zugfestigkeit und Streckgrenze geht aus folgender Tabelle hervor:

| Durchmesser mm | Fläche qcm | Zugfestigkeit kg/qcm | Streckgrenze kg/qcm | |
|-------------------|---------------|-------------------------|---------------------|-----------|
| | | | mindestens | höchstens |
| 10 | 0,7854 | 4200 | 2520 | 2940 |
| 15 | 1,767 | 4138 | 2483 | 2897 |
| 20 | 3,142 | 4050 | 2450 | 2835 |
| 25 | 4,909 | 3938 | 2363 | 2757 |
| 30 | 7,069 | 3800 | 2280 | 2660 |

Bei Flach- und Bandeisen ist die Kaltbiegeprobe nach der flachen Seite vorzunehmen. —

Inhalt: Versuche mit Eisenbeton-Säulen. — Die neuen „Bestimmungen für die Ausführung von Eisenbetonbauten“ der königlich württembergischen Staatseisenbahn-Verwaltung. (Schluß.) — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

X. JAHRGANG 1913.

NO. 11.

Streckgrenze für Betonrundeisen.

Erwiderung des „Deutschen Beton-Vereins“ (E. V.) auf obigen Aufsatz in No. 22 der Zeitschrift „Stahl & Eisen“ 1913.



Der Deutsche Beton-Verein ist in der Frage der Erhöhung der zulässigen Beanspruchung des Eisens im Eisenbeton unabhängig vom „Deutschen Ausschuss für Eisenbeton“ vorgegangen, da er nach den Beratungen im Arbeitsausschuss des Deutschen Ausschusses den Eindruck gewonnen hatte, als ob letzterer

derartige Sonderbestimmungen vor dem Erlaß der in Arbeit befindlichen neuen Eisenbeton-Bestimmungen bei dem preuß. Hrn. Minister der öffentl. Arbeiten nicht befürwortet hätte. Der Deutsche Beton-Verein hat daher im Interesse der Betonindustrie, die seit langer Zeit durch die höhere zulässige Beanspruchung des Bauwerkseisens wirtschaftlich geschädigt wurde, nicht in aller Stille, sondern offen bei dem Hrn. Minister der öffentl. Arbeiten am 20. Dezember 1912 nachstehendes Gesuch eingereicht:

Betr. Zulässige Beanspruchung des Eisens im Eisenbeton bei Hochbauten.

Durch die ministeriellen Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten vom 16. April 1904 war eine Beanspruchung des Eisens von 1200 kg/qcm zugelassen. Mit den neuen Bestimmungen vom 24. Mai 1907 ist diese Beanspruchung auf 1000 kg/qcm herabgesetzt worden. Wahrscheinlich bot der damalige Stand der Erfahrungen über die Spannungsverteilung im Eisenbeton nicht die genügende Sicherheit.

Durch die Bestimmungen über die bei Hochbauten an zunehmenden Belastungen und die Beanspruchungen der Baustoffe, sowie die Berechnungsgrundlagen für die statische Untersuchung von Hochbauten vom 31. Januar 1910 wurde die zulässige Beanspruchung der eisernen Träger und Eisenkonstruktionen auf 1200 kg/qcm, unter gewissen Bedingungen sogar auf 1400 und 1600 kg/qcm erhöht.

Im Laufe der letzten Jahre sind nun sowohl auf wissenschaftlichem Wege wie auch durch einwandfreie, der praktischen Ausführung entsprechende Versuche, namentlich durch den Deutschen Ausschuss für Eisenbeton und den Jubiläumsausschuss der Deutschen Industrie in der Erkenntnis der Wirkungsweise der inneren Kräfte bedeutende Fortschritte gemacht, und insbesondere ist über die Spannungsverteilung im Eisenbeton soviel Klarheit geschaffen worden, daß wohl mit Recht wieder zu der früher zulässigen Eisenbeanspruchung von 1200 kg/qcm zurückgegangen werden kann.

Diese Gesichtspunkte veranlaßten den Vorstand des Deutschen Beton-Vereins, am 24. Dezember 1910 an den Deutschen Ausschuss für Eisenbeton ein Gesuch zu richten, in welchem die Bitte ausgesprochen wurde, die Einführung der früher zugelassenen Eisenspannung von 1200 kg/qcm bei dem Hrn. Minister zu befürworten. Innerhalb des Deutschen Ausschusses wurde indessen damals der Wunsch laut, die Eisenbeton-Bestimmungen vom 24. Mai 1907, mit Rücksicht auf die Ergebnisse der neueren Versuche im Ganzen einer Neubearbeitung zu unterziehen, und unser Antrag wurde einem zwecks Neube-

arbeitung der amtlichen Bestimmungen gebildeten Unterausschuss als Material überwiesen.

Der Gang der diesbezüglichen Verhandlungen läßt erkennen, daß die neuen Bestimmungen im Laufe des kommenden und voraussichtlich auch des übernächsten Jahres noch nicht erlassen werden können, da bei ihrer Aufstellung die neueren Versuche auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues, insbesondere die Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton in weitgehendem Maße Berücksichtigung finden sollen.

Inzwischen aber wird die Eisenbetonindustrie bei Verwendung von Rundeisen durch die höhere zulässige Beanspruchung der eisernen Träger und Eisenkonstruktionen sowie durch den Erlaß des Hrn. Ministers der öffentl. Arbeiten v. J. 1911, durch welchen dem Kahneisen 1200 kg/qcm zulässige Beanspruchung zugestanden worden sind, in ihrer Konkurrenzfähigkeit stark geschädigt und beeinträchtigt.

Da nach dem heutigen Stand der Versuchstechnik und nach den Erfahrungen in der Praxis eine zulässige Beanspruchung von 1200 kg/qcm eine durchaus genügende Sicherheit auch im Eisenbetonbau gewährleistet, so gestatten wir uns die ehrfurchtsvolle Bitte auszusprechen, Ew. Exzellenz möchten wenigstens bis zu dem Zeitpunkt, in welchem eine Neufassung der Bestimmungen vom 24. Mai 1907 erfolgen wird, genehmigen, daß das Eisen im Eisenbetonbau bei Hochbauten, ebenso wie im reinen Eisenbau mit 1200 kg/qcm beansprucht werden darf.

Zur Begründung unserer Bitte sei uns gestattet folgendes anzuführen:

Während die Qualität des Baueisens für den reinen Eisenbau sowie des Kahneisens auf Verlangen nachgewiesen werden muß, ist das Rundeisen des Eisenbetonbaues Handelseisen, für welches bis heute eine Qualitätsprobe nicht verlangt wird. Sollten die Hüttenwerke dazu übergehen, auch hierfür ein höherwertiges Eisen herzustellen und seine Eigenschaften nachzuweisen, worüber

Verhandlungen zwischen dem Verein deutscher Eisenhüttenleute und dem Deutschen Beton-Verein im Gange sind, so wird die Eisenbetonindustrie solches Qualitätsrundeisen gerne verwenden. Natürlich müßten sich die Hüttenwerke dann auch dazu verstehen, soviel Qualitätsrundeisen auszuwalzen und auf Lager zu halten, daß der Bedarf der Eisenbetonindustrie jederzeit leicht gedeckt werden kann. Daß dies heute nicht einmal immer bei dem Handelsrundeisen der Fall ist, haben die Verhältnisse im vergangenen Sommer gezeigt; es war den Eisenbetonfirmen oft nicht möglich, das erforderliche Handelsrundeisen zu bekommen. Die Eisenbetonindustrie ist also heute noch auf Handelsrundeisen angewiesen, indessen könnte der Bezug von Qualitätsrundeisen in den neuen amtlichen Bestimmungen vorgesehen werden. Heute ist nun aber die Eisenbetonindustrie bei Verwendung von Rundeisen durch die Sondererlasse für das Baueisen und für das Kahneisen in ihrer Wettbewerbsfähigkeit stark gehemmt, und deshalb erbitten wir wenigstens für die Zwischenzeit auch für das Rundeisen des Eisenbetonbaues die zulässige Beanspruchung von 1200 kg/qcm.

Die Vorschriften für Lieferung von Eisen und Stahl, aufgestellt vom Verein deutscher Eisenhüttenleute, Ausgabe 1911, schreiben für Formeisen von nicht unter 300 qmm Querschnitt 37—44 kg/qmm Zugfestigkeit und mindestens 20% Dehnung vor, für Material nicht unter 150 qmm Querschnitt betragen diese Zahlen 37—46 kg/qmm und 18%. Bei dem Rundeisen des Eisenbetonbaues kommt neben der Dehnung, die ebenfalls mindestens 20% betragen soll, vor allem die Streckgrenze des Materiales in Betracht, da mit dem Erreichen der Streckgrenze die Widerstandsfähigkeit der Balken erschöpft ist. Versuche über die Qualität des Handelsrundeisens sind von verschiedenen Seiten ausgeführt worden, ihre Ergebnisse beweisen, daß die Höhe der Festigkeit, der Streckgrenze und der Bruchdehnung eine zulässige Spannung von 1200 kg/qcm rechtfertigen. So ergaben die Versuche, die die Firma Wayss & Freytag, A.-G. in der kgl. Materialprüfungsanstalt Stuttgart durchführen ließ, folgende Werte¹⁾.

| Durchmesser mm | Streckgrenze kg/qcm | Zugfestigkeit kg/qcm | Bruchdehnung o/o |
|-------------------|------------------------|-------------------------|---------------------|
| 10 | 2994 | 4178 | — |
| 10 | 3026 | 4182 | 26,4 |
| 10 | 3104 | 4123 | 27 |
| 10 | 3117 | 4234 | 24,8 |
| 10 | 3038 | 4329 | — |
| 15 | 2710 | 3810 | 27,2 |
| 15 | 2725 | 4146 | 30 |
| 15 | 2627 | 3870 | 26,4 |
| 15 | 2938 | 4124 | 28 |
| 15 | 3277 | 4610 | 30 |
| 20 | 2650 | 3940 | 30,3 |
| 20 | 2166 | 3790 | 31,2 |
| 20 | 2681 | 3991 | 30,4 |
| 20 | 2627 | 3845 | 31,2 |

Die Eisenstäbe, die für die Säulenversuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton zur Verwendung kamen, hatten nach Feststellung durch das kgl. Materialprüfungsamt Berlin-Lichterfelde-West folgende Werte²⁾:

| | | |
|-----------------------------|---------------|--------------|
| | 16 mm Durchm. | 7 mm Durchm. |
| Streckgrenze in kg/qcm . . | 2860 | 3750 |
| Zugfestigkeit in kg/qcm . . | 4230 | 4830 |
| Bruchdehnung in o/o . . . | 23,6 | 21,2 |

Von den Rombacher Hüttenwerken³⁾ wurden für

¹⁾ ²⁾ ³⁾ Vergl. E. Mörsch „Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung“, IV. Aufl. Stuttgart 1912, S. 22 und 23.

Aus dem Wortlaut des Gesuches geht hervor, daß der Deutsche Beton-Verein die Zulassung einer Eisenspannung im Eisenbeton von 1200 kg/qcm anstrebte, ohne gleichzeitig Gütevorschriften für das Eisen zu verlangen. Er hat in dem Gesuch an den Hrn. Minister ausdrücklich darauf hingewiesen, daß die plötzliche Einführung von Gütevorschriften ihre Schwierigkeiten habe, er hat betont, daß zwischen dem „Verein Deutscher Eisenhüttenleute“ und ihm Verhandlungen wegen solcher Gütevorschriften im Gange sind, und er hat absichtlich die Versuche mit Handels-Rundeisen, die beide Vereine zu diesem Zweck im kgl. Materialprüfungsamt Berlin-Lichterfelde-West durchführen ließen, mit keinem Wort erwähnt. Es kann somit keine Rede davon sein, daß es der Deutsche Beton-Verein auf stillem Wege erreicht hat, daß für ein Fabrikat der Eisenindustrie Abnahme-Bestimmungen getroffen werden sollen,

Rundstäbe aus gewöhnlichem Thomasflußeisen folgende Zahlen angegeben:

| Durchmesser mm | Streckgrenze kg/qcm | Zugfestigkeit kg/qcm | Bruchdehnung o/o |
|-------------------|------------------------|-------------------------|---------------------|
| 8 | 3420 | 4120 | 26,2 |
| 9,7 | 3480 | 4365 | 25,5 |
| 12,8 | 3425 | 4280 | 25 |
| 14,9 | 2900 | 3595 | 28,7 |
| 17,7 | 3145 | 4085 | 29 |
| 19,9 | 2830 | 4010 | 30,7 |
| 20,8 | 2985 | 4210 | 29 |
| 25 | 2820 | 4130 | 31,7 |

Man erkennt aus diesen verschiedenartigen Versuchs-Ergebnissen leicht, daß die Zugfestigkeit des Handels-Rundeisens innerhalb der für das Bauwerkseisen gegebenen Grenzwerte liegt, und daß auch die Bruchdehnung stets höher war als 20%. Hinsichtlich der Qualität liegt also keine Veranlassung vor, das Rundeisen des Eisenbetons schlechter zu behandeln, wie das Bauwerkseisen.

Es kommt hinzu, daß bei den Eisenkonstruktionen die Nebenspannungen eine große Rolle spielen, die aber in der Rechnung nicht berücksichtigt werden. Bei Eisenbetonbauten haben wir es stets mit Konstruktionen zu tun, bei denen Nebenspannungen in Wegfall kommen. Es handelt sich hier in erster Linie um wollwandige Tragteile oder rahmenartige Gebilde, bei welchen niemals eine Bemessung allein mit Rücksicht auf die Längskräfte, sondern stets unter Berücksichtigung der Biegungsspannungen erfolgt. Dabei sind die etwa vorkommenden Abmessungsfehler natürlich von vornherein geringer, als bei Konstruktionsgebilden, bei welchen eine Bemessung nur unter Berücksichtigung der Stabkräfte und eine volle Ausnutzung der Querschnitte bis zu der äußerst zulässigen Grenze erfolgt. Weiterhin sind hervorzuheben die Vorteile, welche die Lagerung des Eisens im Eisenbeton gegenüber freiliegenden Eisenkonstruktionen bedingt, nämlich:

1. Schutz des Eisens gegen äußere Einflüsse durch Temperaturwechsel, durch Kälte, Hitze und gegen Feuergefahr.
2. Fehlen schädlicher Anfangsspannungen, wie sie bei der Verfrachtung und dem Abladen infolge zufälliger Verbiegung vorkommen.

Dadurch, daß der beim Abbinden sich zusammen ziehende Beton die eingelegten Eisenstäbe auf Druck beansprucht, sind günstige Anfangsspannungen vorhanden, denn die so erzeugte Druckspannung kommt der späteren Zugspannung zugute.

3. Vollkommener Rostschutz des Eisens.

Nach den Eisenbeton-Bestimmungen vom 24. Mai 1907, § 16, ist bei Bauteilen, die Stößen und Erschütterungen ausgesetzt sind, die Nutzlast um 50—100% zu erhöhen. Die Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen vom 31. Januar 1910, die vor allem für Eisenkonstruktionen gelten, kennen derartige Erschütterungs-Zuschläge nicht.

Ist nun auf der einen Seite auf Grund der Erfahrungen in der Praxis kein Zweifel mehr darüber, daß der Eisenbetonbau vermöge seiner Masse gegen solche Erschütterungen weniger empfindlich ist, als jeder andere Baustoff, so bedingt auf der anderen Seite der Wegfall der Erschütterungs-Koeffizienten bei reinem Eisen bei gleichzeitiger höherer zulässiger Beanspruchung einen wirtschaftlichen Vorteil gegenüber dem Eisenbetonbau, der unverhältnismäßig groß erscheint.

Hiernach erscheint auch in dieser Beziehung eine zulässige Beanspruchung von 1200 kg/qcm durchaus gerechtfertigt. —

ebensowenig hat die Eisenindustrie Veranlassung, einstimmig und geschlossen Einspruch zu erheben gegen eine Vergewaltigung durch eine andere Industrie, denn eine solche Vergewaltigung ist in Wahrheit nicht vorhanden.

Im Vorstand des Deutschen Beton-Vereins war von Anfang an die Ansicht vertreten, daß die Frage der zulässigen Eisenspannung im Eisenbeton unabhängig behandelt werden sollte von der Frage besonderer Gütevorschriften für das Betonrundeisen. Denn man war sich bewußt, daß eine höhere zulässige Eisenspannung ein höherwertiges Eisen vielleicht in ganz bestimmten Fällen, nämlich nur bei schwach bewehrten Bauteilen verlangt, also bei Bauteilen, bei denen die höhere Eisenspannung einen geringen wirtschaftlichen Vorteil bedingt. In den weitaus meisten Fällen handelt es sich um stärker bewehrte Bauteile, bei denen nicht mehr eine Bemessung für

die Eisenspannung σ_e , sondern für die Betondruckspannung σ_b erfolgt; alsdann ist die rechnerische Spannung σ_e im Zustand des zulässigen Momentes kleiner als 1200 kg/qcm, also die Sicherheit gegen das Ueberschreiten der Streckgrenze und damit die Sicherheit des Balkens überhaupt größer.

Die Gütevorschriften sind also nicht vom Deutschen Beton-Verein beantragt worden, sie sind erst im Ministerium der öffentl. Arbeiten in den Erlaß aufgenommen worden. Die Grundlage für diese Vorschriften bildeten allerdings die Rundeisen-Versuche des Vereins Deutscher Eisenhüttenleute und des Deutschen Beton-Vereins. Das Verdienst jedoch, diese Versuche zur Grundlage für die neuen Gütevorschriften gemacht zu haben, gebührt nicht dem Deutschen Beton-Verein, sondern der Eisenindustrie selbst. Denn als in der Sitzung des Arbeits-Ausschusses des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton am 6. Dezember 1912 in Berlin die Vertreter des Deutschen Beton-Vereins die Zulassung einer Eisenspannung von 1200 kg/qcm für den Eisenbetonbau ohne jegliche Gütevorschriften befürworteten, da bezeichnete der Vertreter des Vereins Deutscher Eisenhüttenleute, Hr. Dr.-Ing. Schroedter diese Frage als noch nicht spruchreif und empfahl zunächst die Beendigung der im gemeinschaftlichen Auftrage des Deutschen Beton-Vereins und des Vereins Deutscher Eisenhüttenleute vom Material-Prüfungsamt Lichterfelde vorgenommenen Rundeisen-Versuche abzuwarten, deren Ergebnisse eine Grundlage für die Festsetzung der Beanspruchungswerte bieten würden. Mit dieser Anregung wurden die vorher getrennt behandelten Fragen der zulässigen Eisenspannung und der Gütevorschriften mit einander verquickt. Im Laufe der Verhandlungen führte Hr. Dr. Schroedter weiter aus, daß mit der Einführung von Qualitäts-Eisen eine Verteuerung verbunden sei. Obwohl die Eisenindustrie den Umsatz an Betoneisen sehr hoch bewerte, so könne doch der Heraufsetzung des Beanspruchungswertes nicht zugestimmt werden. Dies könne erst geschehen, wenn ein Festigkeitsnachweis für Rundeisen vorhanden sei, und für diesen Festigkeitsnachweis könnten erst die Ergebnisse der Lichterfelder Versuche Anhaltspunkte bieten. Auf Anfrage des Vorsitzenden erklärte sich sodann Hr. Dr. Schroedter damit einverstanden, daß durch das Materialprüfungsamt Berlin-Lichterfelde-West die Ergebnisse der Rundeisenversuche mitgeteilt würden. Das Gleiche tat hierauf der Vorsitzende des Deutschen Beton-Vereins, der vorher ausdrücklich darauf hingewiesen hatte, daß durch die Einführung des Qualitätsnachweises die Beschaffung der benötigten Rundeisenmengen erschwert und durch die Preiserhöhung eine wirtschaftliche Schädigung des Eisenbetonbaues herbeigeführt werden würde, die mit dem Vorteil der höheren Beanspruchung in keinem Verhältnis stehe.

Dem geschilderten Gang der Verhandlungen entsprechend, wurden die Ergebnisse der Rundeisenversuche dem Vorsitzenden des Arbeitsausschusses bzw. dem Arbeitsministerium von dem Materialprüfungsamt mitgeteilt. Wenn auf diese Weise dank der Bemühungen der Eisenindustrie die Gütevorschriften in den Erlaß vom 22. April 1913 hineingekommen sind, so erblicken wir anderseits hierin keine so große Gefahr wie die Eisenindustrie, da die Rundeisenversuche die geforderte Qualität des Eisens tatsächlich ergeben haben, und da sich die Gütevorschriften auf diese Versuche aufbauen.

In diesem Zusammenhange hat auch die Darstellung der Ergebnisse der Lichterfelder Rundeisenversuche auf der Internationalen Baufachausstellung Leipzig 1913 mit dieser ganzen Frage gar nichts zu tun. Die Versuchsergebnisse waren dem Ministerium der öffentl. Arbeiten längst bekannt, der Erlaß des Hrn. Ministers war bereits ergangen, als diese graphischen Darstellungen in Leipzig ausgehängt wurden. Sie liefern einen Beitrag zu den Arbeiten des Deutschen Beton-Vereins, und lediglich aus diesem

Grunde wurden sie in Leipzig ausgestellt, zumal da zu ihrer Verheimlichung gar keine Veranlassung vorlag. Der Deutsche Beton-Verein hat auch wiederholt bei dem Verein Deutscher Eisenhüttenleute um die Genehmigung nachgesucht, zum Vergleich auch die Ergebnisse der auf dessen Kosten ausgeführten Versuche in Leipzig ausstellen zu dürfen, diese Genehmigung wurde indessen aus uns unbekannten Gründen versagt, es war uns deshalb auch unmöglich, die Unterschiede der beiderseitigen Versuchsergebnisse zum Ausdruck zu bringen. Wenn der gemeinsame Rundeisenausschuß bisher noch nicht zusammengerufen wurde, so liegt dies einmal daran, daß die Versuche noch nicht vollständig abgeschlossen sind — die Versuchsergebnisse des Eisens von 40 mm Durchmesser stehen noch aus —, ebenso aber an der starken Ueberlastung des Vorsitzenden dieses Ausschusses, der als Vorsitzender der Finanzkommission der Internationalen Baufachausstellung Leipzig 1913 gerade in den letzten Monaten über Gebühr in Anspruch genommen war. Der gemeinsame Rundeisenausschuß wurde i. J. 1909 gegründet in einer Zeit, als der Verein Deutscher Eisenhüttenleute an eine Neubearbeitung seiner Vorschriften für die Lieferung von Eisen und Stahl herantrat. Damals hat der Deutsche Beton-Verein seine Mitarbeit angeboten, um in gemeinsamen Beratungen mit der Eisenindustrie diesen Vorschriften auch Gütevorschriften über das Rundeisen des Eisenbetons anzufügen. Seitdem nun i. J. 1911 die neuen Lieferungsvorschriften für Stahl und Eisen ohne Gütevorschriften für Betonrundeisen herausgegeben worden sind, und zwar ohne daß dem gemeinsamen Rundeisenausschuß oder dem Deutschen Beton-Verein auch nur eine Mitteilung gemacht worden wäre, kann sich der Deutsche Beton-Verein wohl mit Recht des Gefühles nicht erwehren, daß die Eisenindustrie auf die gemeinsame Arbeit wenig Wert legt. Die Eisenindustrie bekämpft auch in der vorliegenden Frage eine angeblich vom Deutschen Beton-Verein beantragte Maßnahme des preuß. Ministeriums, die sich auf den im Rundeisenausschuß gemeinsam geleisteten Arbeiten aufbaut, und deren Benutzung die Eisenindustrie selbst dem Ministerium angelegentlichst empfohlen hat.

Wir glauben mit diesen Ausführungen die Darstellungen in dem Aufsatz „Streckgrenze für Betonrundeisen“, soweit sie den Ministerialerlaß vom 22. April 1913 betreffen, der Wahrheit gemäß richtig gestellt zu haben, und erwähnen nur noch, daß der Erlaß vom Deutschen Beton-Verein nicht einer Auswahl seiner Mitglieder, sondern sämtlichen ordentlichen Mitgliedern mitgeteilt wurde, nachdem er den nachgeordneten Behörden und dem Deutschen Beton-Verein von dem Hrn. Minister der öffentl. Arbeiten bekannt gegeben war. Er wurde also den Mitgliedern des Vereins mitgeteilt, als er den in Betracht kommenden Behörden schon bekannt war, von einem Einspruch der Eisenindustrie war dem Deutschen Beton-Verein damals noch nichts bekannt.

Im Anschluß hieran müssen wir noch kurz auf die in dem Aufsatz „Streckgrenze für Betonrundeisen“ berührte zweite Frage eingehen, nämlich auf die vom Deutschen Ausschluß für Eisenbeton beschlossenen Versuche mit Eisenportlandzement. Namens der Beton- und Portlandzement-Industrie legt der Deutsche Beton-Verein Verwahrung gegen die Unterstellung ein, als ob die Beton- und Portlandzement-Industrie den Deutschen Ausschluß für Eisenbeton „als Kulisse für ihre eigensüchtigen Zwecke vorgeschoben und mit dessen Hilfe dem ihr verhassten Wettbewerbszement, dem Eisenportlandzement, einen empfindlichen Schlag dadurch versetzt habe“, daß sie den Antrag auf fünfjährige Versuche über etwaiges Rosten des Eisens im Eisenportlandzement-Beton stellte. Wir sind überzeugt, daß außer dem Vertreter der Eisenindustrie kein Mitglied des Arbeitsausschusses für Eisenbeton sich auf Grund der Verhandlungen im Arbeitsausschuß und nach der vorhergehenden Behandlung der ganzen Angelegenheit

durch den Deutschen Beton-Verein zu solch schweren Vorwürfen gegen den Verein bereit finden würde. Zunächst ist festzustellen, daß die Portlandzement-Industrie bis zur Verhandlung im Arbeitsausschuß mit der ganzen Frage nichts zu tun hatte, daß vielmehr der Deutsche Beton-Verein allein auf eine Anfrage des preuß. Hrn. Ministers der öffentl. Arbeiten die erforderlichen Erhebungen anstellte. Der Deutsche Beton-Verein behandelte die Frage selbstverständlich vom Standpunkt des Zementverbrauchers, die Konkurrenz zwischen Portland- und Eisenportlandzement schied für ihn vollkommen aus, es kam für ihn nur darauf an, festzustellen, ob die Frage des Verhaltens des Eisenportlandzementes bei Eisenbetonbauten durch die Erfahrungen der Praxis und durch Versuche in jeder Beziehung geklärt sei. Diese Frage mußte nach seiner Ansicht verneint werden. Der Vorgang war kurz folgender: Am 12. Januar 1912 teilte der Hr. Minister der öffentl. Arbeiten dem Deutschen Beton-Verein mit, es sei bei ihm der Antrag gestellt worden, die Verwendung des Eisenportlandzementes zu Eisenbetonbauten allgemein zuzulassen, und ersuchte um Auskunft darüber, ob nach den Erfahrungen des Vereins der Genehmigung dieses Antrages Bedenken entgegenstehen würden. Da dem Deutschen Beton-Verein die Erfahrungen seiner Mitglieder im Einzelnen nicht bekannt waren, veranstaltete er eine besondere Rundfrage und versandte zu diesem Zweck einen Fragebogen, der außer der Eisen-Portlandzementmarke, der Bezeichnung und Art des Bauwerkes Angaben darüber enthielt, für welche Bauwerke der Zement verwendet wurde, ob der Beton an der Luft oder unter Wasser erhärtete, ob das Bauwerk selbst im Trockenen oder in der Feuchtigkeit stand, wie alt es war, und ob Treib-Erscheinungen im Beton oder Rostbildungen an den Eiseneinlagen festgestellt werden konnten. Die eingegangenen Antworten wurden zusammengestellt und dem Hrn. Minister der öffentl. Arbeiten übersandt. Sie betrafen 41 Bauwerke aus 5 verschiedenen Eisenportlandzementmarken, 33 davon aus dem gleichen Zement. 39 dieser Bauwerke hatten sich gut bewährt, bei den beiden übrigen waren schlechte Erfahrungen gemacht worden, doch wurde bei der Zusammenstellung ausdrücklich darauf aufmerksam gemacht, daß einer dieser beiden Fälle zur Beurteilung der Bewährung von Eisenportlandzement nicht herangezogen werden könne, da der Zement zufällig überhaupt nicht hart wurde. Bei den früheren, auf Veranlassung der Kommission zur Prüfung von Eisen-

Portlandzement durchgeführten Versuchen sind Erhebungen darüber, ob der Eisenportlandzement unter Umständen besonders beim Erhärten unter Wasser und bei Bauwerken, die andauernd in der Feuchtigkeit oder abwechselnd im Trockenen und in der Feuchtigkeit stehen, Veranlassung zu Rostbildungen an den Eiseneinlagen geben kann, nicht angestellt worden.

Der Deutsche Beton-Verein nahm deshalb Veranlassung, bei Vorlage des Ergebnisses seiner Rundfrage einmal darauf hinzuweisen, daß die mitgeteilten Erfahrungen, abgesehen von einem Fall, gut waren. Sodann aber konnte im Interesse der Zementverbraucher nicht verschwiegen werden, daß das Alter der angeführten Bauten zum größten Teil noch gering war. (Zwei davon standen 7 Jahre, ein Bauwerk 6 Jahre, eines 5 Jahre, fünf Bauten standen 4 Jahre, zwölf 3 Jahre, vier 2—3 Jahre, sieben 2 Jahre und acht Stück je 1 Jahr.) Ferner wurde darauf hingewiesen, daß es sich bei der Rundfrage nur um einige bestimmte Zementmarken gehandelt habe, daß der Unterschied zwischen Eisenportlandzement und Schlackenzement im Handel meist nicht genügend beachtet werde, und daß der Deutsche Beton-Verein eine Gefahr darin erblicken würde, wenn mit der Zulassung des Eisenportlandzementes zu Eisenbetonbauten auch der Schlackenzement als zugelassen gelten könne. Schließlich wurde noch mitgeteilt, daß der Deutsche Beton-Verein, um ein abschließendes Urteil in der Angelegenheit zu erlangen, systematische Versuche für erforderlich halte, die Aufschluß darüber geben sollten, ob Eisen-Portlandzemente und Schlackenzemente im Laufe der Zeit Veranlassung zu Rosterscheinungen an den Eiseneinlagen geben könnten. Diese Versuche wurden im Arbeitsausschuß des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton genehmigt, statt Schlacken-Zementen wurden Hochofen-Zemente für die Prüfung in Aussicht genommen.

Der Deutsche Beton-Verein ist nicht der Ansicht, daß die Erhöhung der zulässigen Beanspruchung des Eisens im Eisenbeton der Einführung eines „unsicheren Faktors“ gleichkommt, seine Stellungnahme in der Frage der Zulassung des Eisenportlandzementes beweist nur das eine, daß er bestrebt ist, etwa noch vorhandene „unsichere Faktoren“ durch wissenschaftliche Versuche zu erkennen und auszumerzen. —

Alfred Hüser Reg.-Bmstr. Dr.-Ing. Petry
Vorsitzender des Direktor des
Deutschen Beton-Vereins. Deutschen Beton-Vereins.

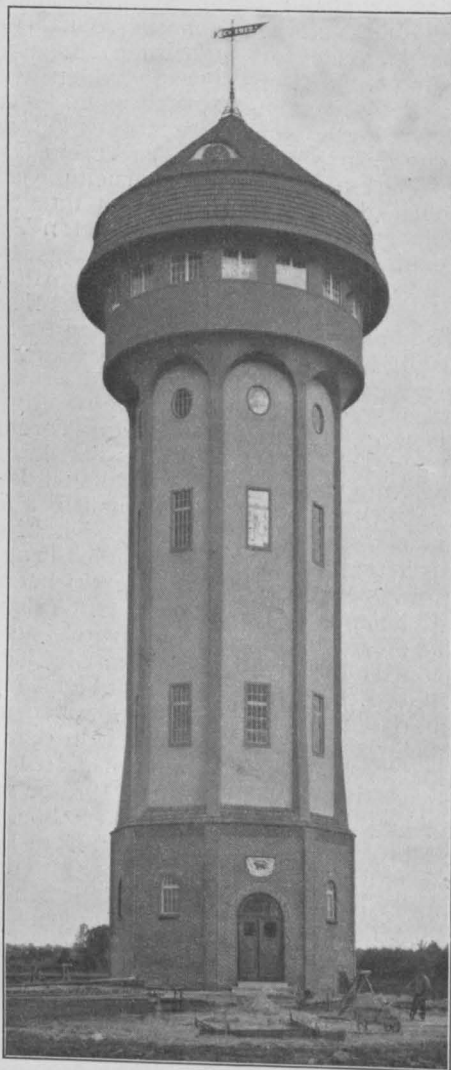


Abb. 1. Ansicht des vollendeten Wasserturmes.
Eisenbeton-Wasserturm der Stadt Wohlau.

Eisenbeton-Wasserturm der Stadt Wohlau i. Schles.

Von Karl Schaaf, Oberingenieur der Eisenbetonbau-Gesellschaft Dittmar Wolfsohn & Co. in Breslau.

Die Konstruktion des nachstehend näher beschriebenen Eisenbeton-Wasserturmes für die Wasserversorgung der Stadtgemeinde Wohlau i. Schles. gibt in Verbindung mit der äußeren Formgebung ein Beispiel, wie weitgehend sich bei Eisenbeton-Nutzbauten die rein statisch erforderlichen Elemente mit guten äußeren

Formen vereinen lassen. Der Turm hat eine Gesamthöhe von Unterkante Fundament bis zum Fuß der Wetterfahne von rd. 39 m und ist bis zum Turmkopf in achteckiger Form gehalten. Der Kopf selbst von Unterkante Wasserbecken ab ist rund. (Abbildung 1.)

Bei der konstruktiven Durcharbeitung durch die ausführende Firma „Eisenbetonbau-Gesellschaft Ditt-

Abbildung 2.
Senkrechter
Schnitt.

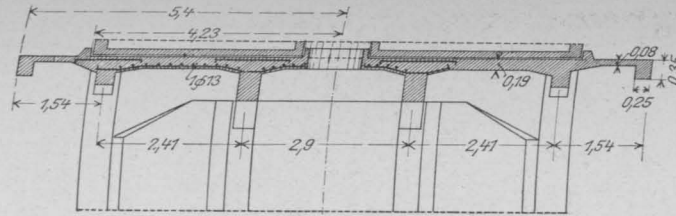
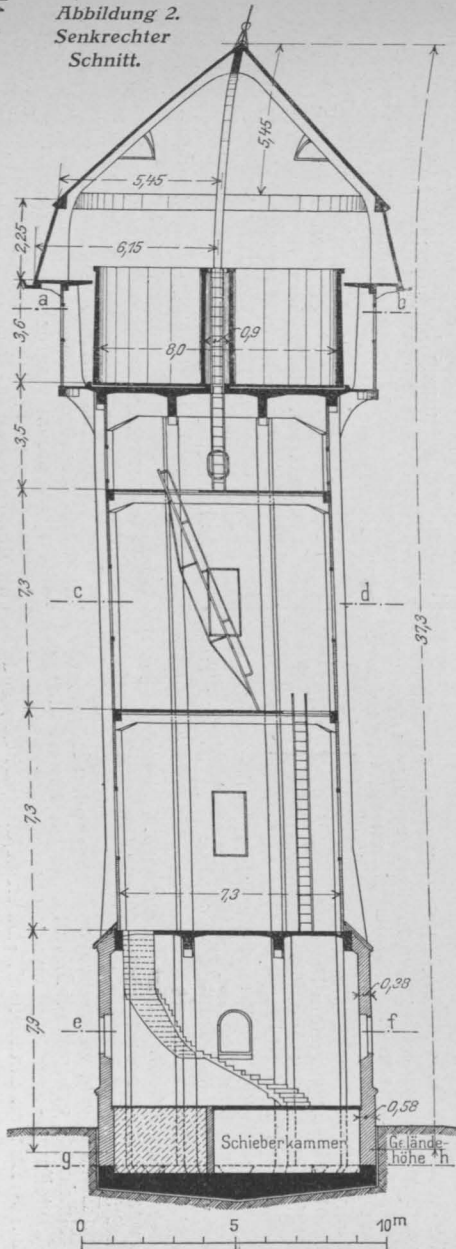


Abbildung 8. Bewehrung der Decke unter dem Wasserbecken.

Abbildung 3.
Bewehrung der
Turmrippen
und der Sohle.

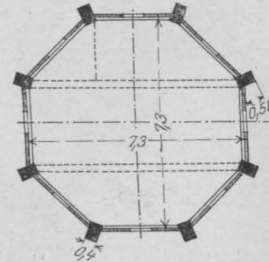
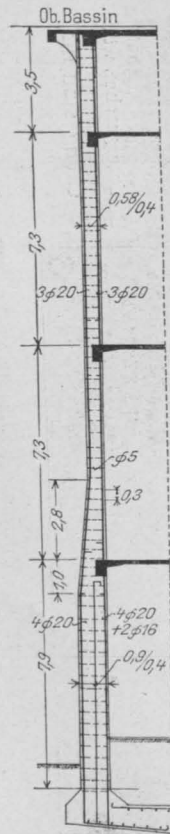


Abbildung 6. Schnitt c-d.

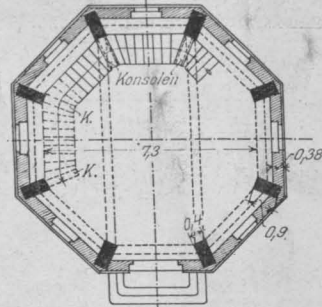


Abbildung 5. Schnitt e-f.

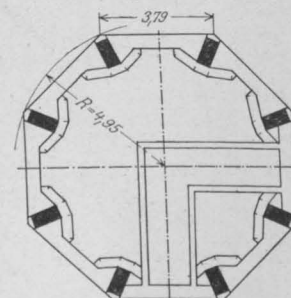


Abbildung 4. Schnitt g-h
(Fundamentplatte).

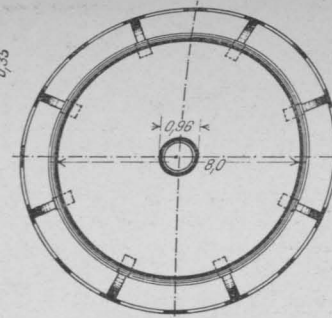


Abbildung 9
(links).
Schnitt a-b durch
Oberbau und Was-
serbecken.

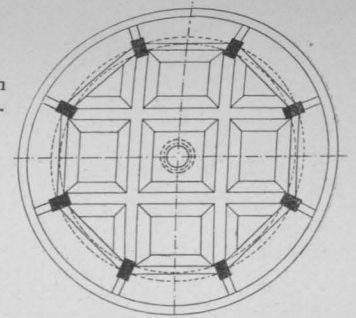


Abbildung 7.
Untersicht der Decke unter
dem Wasserbecken.

Eisenbeton-
Wasserturm der
Stadt Wohlau
i. Schles.
(Ausführung:
Eisenbetonbau-
Ges. Dittmar,
Wolfsohn & Co.
in Breslau).

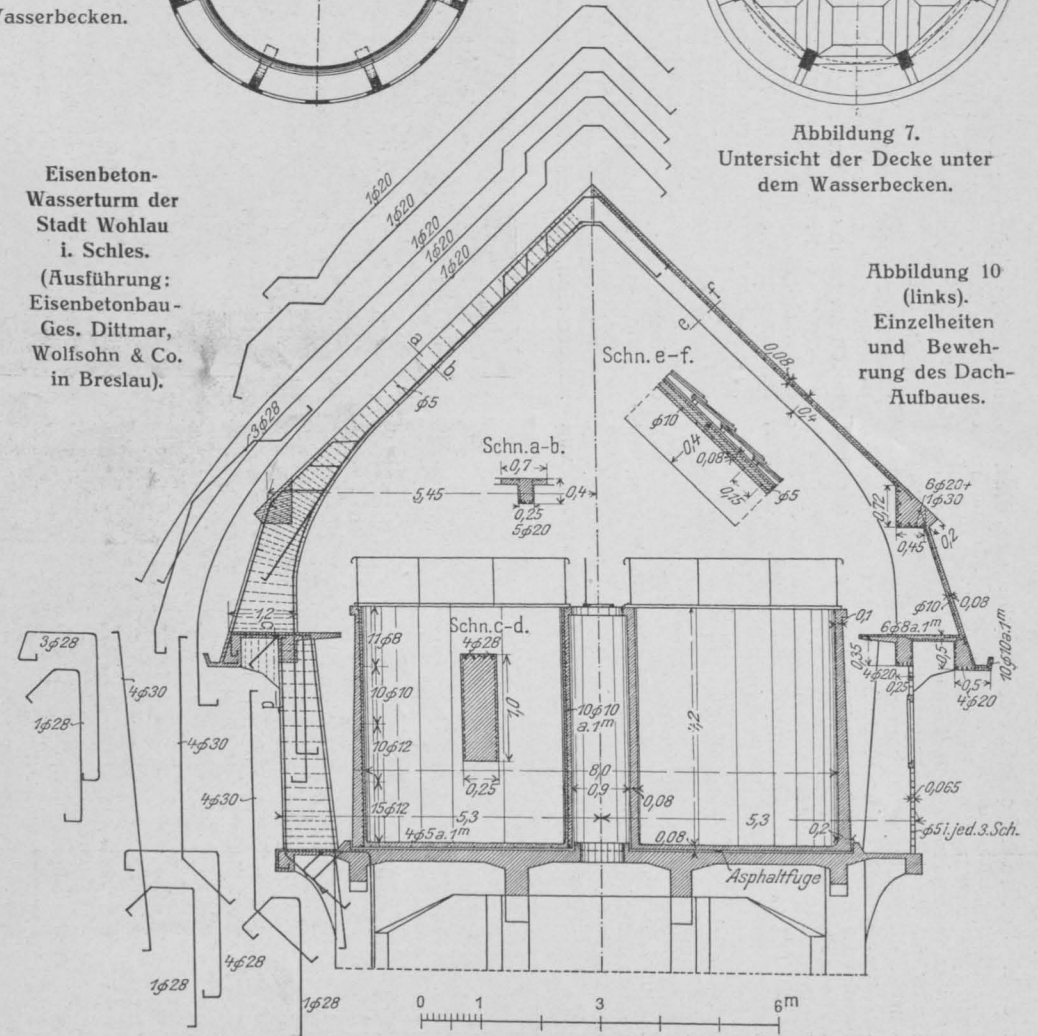


Abbildung 10
(links).
Einzelheiten
und Bewehrung
des Dach-
Aufbaues.

mar Wolfsohn & Co. in Breslau“ stellte sich die Notwendigkeit heraus, da die Baugrundverhältnisse nicht sehr günstige waren, eine durchgehende Fundamentplatte anzuordnen und zwar so, daß ein möglichst gleichmäßiger Druck auf den Baugrund unter der ganzen Sohle erzielt wurde. Dieser Bedingung kam man dadurch am nächsten, daß man einestils die Platte 5 cm unter Oberkante mit Rundeisen kreuzweise bewehrte, anderenteils dadurch, daß die Platte nach der lotrechten Turmachse an Stärke zunimmt. (Siehe Querschnitt Abbildung 2 und 3.) Hierdurch entstand eine biegungsfeste Unterkonstruktion, welche infolge ihrer geringen Materialbeanspruchung nur äußerst geringen Durchbiegungen unterworfen war und daher auch weitestgehende Gewähr für gleichmäßige Druckübertragung auf den Baugrund gab.

Auf diese Platte setzen sich unmittelbar die 8 den Turmschaft bildenden Eisenbeton-Säulen, welche den ganzen Turmkopf mit dem 200 cbm fassenden Wasserbecken tragen (siehe Abbildung 2 und 3). Diese Säulen, welche im Erdgeschoß eine Querschnittsabmessung von

diese dem Fuß eine 60 mm breite Auftrittfläche bieten. Das 200 cbm fassende Wasserbecken ruht frei ohne jegliche Verbindung mit den übrigen Konstruktionen auf einer Eisenbetondecke, welche aus je 2 sich kreuzenden Eisenbeton-Unterzügen, sowie den üblichen Randbalken mit einer zwischengespannten 17 cm starken Eisenbeton-Platte besteht (siehe Abbildung 7). Auf dieser Decke ist durch kleine 10 cm hohe, runde Betonbalken ein kleines Becken geschaffen, in welchem eine 3 cm starke Asphalt-Isolierschicht eingebracht ist, auf welcher das Wasser-Becken ruht (siehe Schnitt, Abbildung 8).

Es ist hierdurch erreicht, daß das Wasserbecken in jeder Weise von den übrigen Konstruktionen des Turmes unabhängig ist, und die Gefahr von Rissebildungen im Boden oder in den Wänden des Behälters durch Deformationen der übrigen Turmkonstruktionen ausgeschaltet wird.

Die das Becken umgebende äußere Turmwand ist auf 1 m weit auskragenden Konsolen, welche an ihren äußersten Enden durch einen Ringbalken unter einander verbunden sind, aufgebaut. Entsprechend ihrer Beanspru-

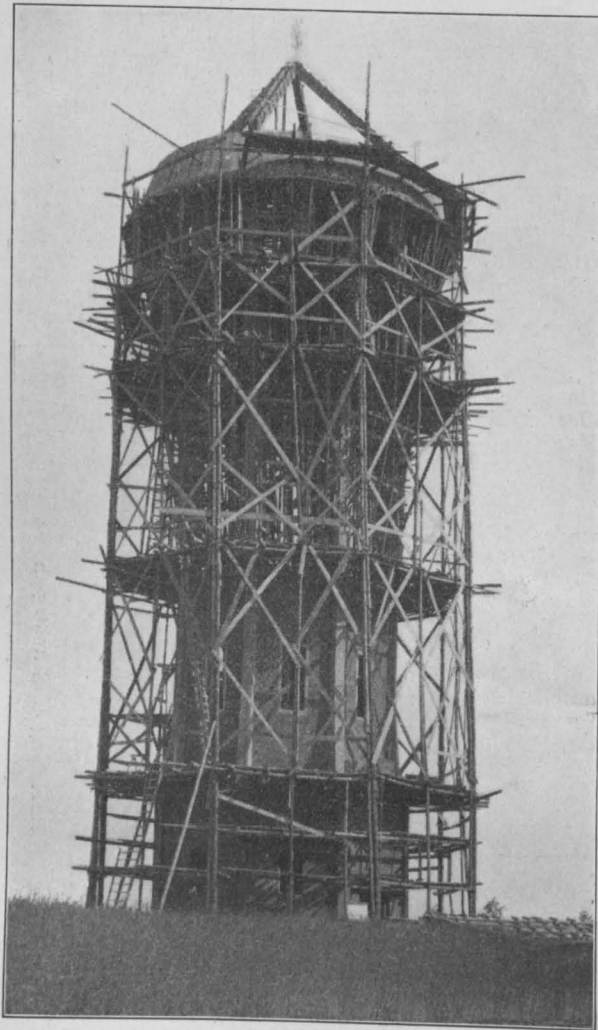


Abbildung 12. Turm in der Einrüstung.
Einstampfen der Dachrahmenbinder.

0,9 · 0,4 m haben, sind unmittelbar über der Fundamentplatte noch entsprechend verbreitert, um den auftretenden Druck der einzelnen Säulen gleich auf eine größere Fläche in der Platte zu übertragen. Außerdem sind die Säulenfüße auch noch unter einander durch kräftige Eisenbetonbalken, welche am Rande der Fundamentplatte entlang laufen, verbunden. (Siehe Querschnitt Abbildung 2 und Grundriß Abbildung 4.)

Gegen Knickgefahr sind die aufsteigenden Säulen in Abständen von 8,3 bzw. 7,3 m durch Eisenbetonbalken, auf welchen gleichzeitig die Außenwände und Zwischen-Decken ruhen, gesichert.

Vom Erdgeschoß führt nach dem I. Geschoß eine gewundene, massive Eisenbetontreppe (siehe Abbildung 2 und 5) und von hier nach den höher gelegenen Geschossen Eisenleitern, welche wegen ihrer großen Länge, wie Abbildung 2 erkennen läßt, mit einer hängewerksartigen Versteifungs-Konstruktion versehen sind. Die Auftritte dieser Leitern sind aus T-Eisen 60/30 gebildet, sodaß

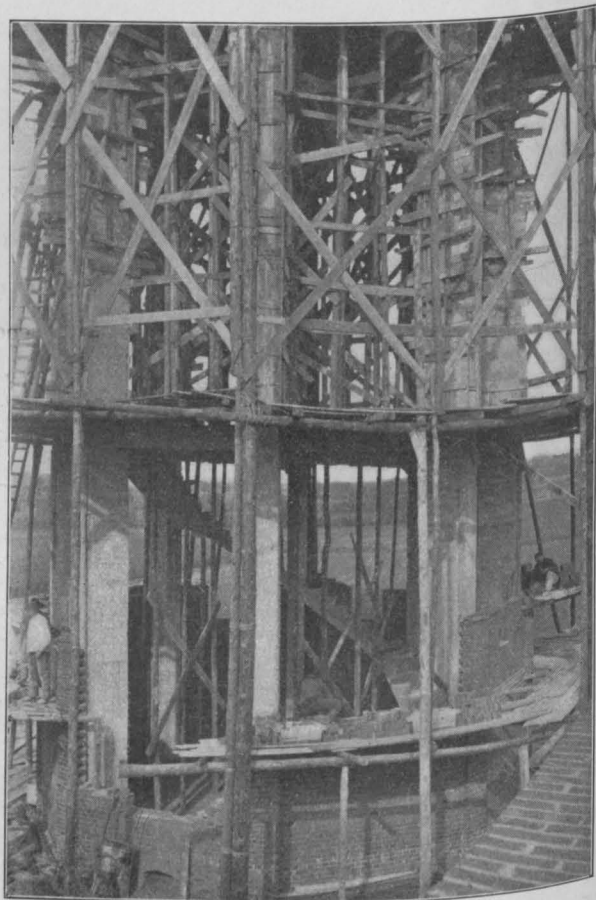


Abbildung 11. Teilansicht des Turmes.
Untergeschoß während der Ausmauerung, oben in der Schalung.

chung sind die auf diesen Konsolen stehenden Stützen nach oben hin verjüngt und tragen an ihrem oberen Ende wiederum Konsolen, auf welchen der oberste Teil des Turmkopfes, die Dachrahmenbinder, ruhen (Abbildung 10).

Es ist so eine doppelt auskragende Konstruktion entstanden, welche durch Unterzüge an der Peripherie in wagrechtem Sinne mehrfach unter einander verbunden ist, und auf welcher der oberste Abschluß des Turmes, die Eisenbeton-Dachhaut, aufliegt. Diese ist nochmals bis zur Dachrinne, welche ebenfalls in Eisenbeton hergestellt ist, mit einem in Zement verlegten Doppel-Kronendach auf einbetonierten Holzleisten liegend, überdeckt. Ein Durchdringen von Regenwasser durch die Dachhaut in das Innere des Turmes wird dadurch verhindert, und außerdem ist durch die Dachziegelschicht noch eine isolierende Luftschicht geschaffen.

Das durch die 8 Turmsäulen entstandene, an und für sich äußerst leichte Turmgerippe wurde mit Ausnahme des Erdgeschosses, welches zwischen den Säulen mit einer 38 cm starken Mauer versehen ist, durchweg auch um das Becken herum mit einer 6,5 cm starken eisernen Wand aus Ziegelhohlsteinen ausgemauert. Die in diesen Wänden liegenden wagrechten Eiseneinlagen greifen von beiden Seiten in Eisenschlaufen, welche in die Stützen einbetoniert sind. Außerdem liegen die Eisen möglichst

an der Innenseite der Wand, um bei auftretenden Beanspruchungen durch Wind die Spannungen in der Zugzone sicher aufnehmen zu können.

Bei Aufstellung der statischen Berechnung wurden, um sich den vom Turmkopf aufwärts statisch immerhin schwer beizukommenden tatsächlichen Verhältnissen möglichst zu nähern, die oberen Dachbinder als für sich abgeschlossene Rahmenbinder betrachtet. Ihr Auflager haben dieselben auf den obersten Konsol-Auskragungen in Höhe der Oberkante des Wasserbeckens

Von der Annahme vollständiger Einspannung dieser Dachbinder mußte abgesehen werden, da die Konsolen, auf welchen sie ruhen, infolge ihrer Deformationsmöglichkeit die Vorbedingungen für diese Art der Berechnung nicht gaben. Die Berechnung erfolgte daher unter Zugrundelegung einfacher statischer Unbestimmtheit nach dem Satz vom Minimum der Formänderungsarbeit, wobei jedoch der 5,45 m unter der Turmspitze liegende oberste wagrechte Versteifungsbalken als nicht vorhanden betrachtet wurde, ebenso wie auch die Aussteifung durch

die Dachhaut in der Berechnung zugunsten des Bauwerkes keine Berücksichtigung fand. Der im Knickpunkt der 4 Dachbinder liegende Eisenbetonbalken ist entsprechend seiner Beanspruchung für senkrechten und wagrechten Biegunsspannungen armiert; desgl. ist bei der Bewehrung auch Bedacht auf etwa auftretende Torsionsmomente genommen, da der Balken in seiner Grundrißform rund ist.

Näher auf die Berechnung einzugehen, würde an dieser Stelle zu weit führen, es soll daher nur noch erwähnt werden, daß der Turm an einer Stelle steht, die dem Sturm aufs äußerste ausgesetzt ist, daß sich jedoch bis jetzt an der Konstruktion in keiner Weise Schäden oder merkbare Deformationen gezeigt haben.

Die äußeren Ansichtsflächen des Turmes sind mit Ausnahme des Erdgeschosses mit Terranova geputzt. Hierbei sind die hervortretenden Säulenkonstruktionen sowie der Turmkopf etwas dunkler gehalten, sodaß das ganze mit dem roten Ziegeldach als Abschluß sowohl in der Form wie in der Farbe ein schönes Bauwerk darstellt. Die Abb. 11 und 12 zeigen den Turm in der Ausführung. —

Verhalten von Eisen im Mauerwerk.

In der Haupt-Versammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ am 14. Februar 1913 berichtete Professor M. Gary-Groß-Lichterfelde über den Hauptinhalt der Versuche über das Verhalten von Eisen im Mauerwerk und in verschiedenen Mörteln, deren Ergebnisse in dem amtlichen Bericht des Vortragenden: „Versuche über das Rosten von Eisen im Mauerwerk und Mörtel“ in Heft 22 der Berichte des „Deutschen Ausschusses für Eisen-Beton“ veröffentlicht worden sind.*) Nachstehend seien die Hauptergebnisse kurz zusammen gefaßt.

Die Versuche umfassen zwei Reihen: A. Versuche mit starkem Eisen (Flacheisen und Rundeisen), die in Mauerwerkskörper unter Verwendung von Ziegelmauerwerk und Kalksteinmauerwerk und verschiedenen Mörteln eingebettet wurden. B. Versuche mit Rundeisenstäben, die bei verschiedener Entfernung der Eisen von der Oberfläche der Körper in Mörtelkörper verschiedener Zusammensetzung eingestampft wurden.

Die Versuche sollten sich auf die Aufklärung der Frage des Verhaltens von Eisen im Mauerwerk unter verschiedenen Umständen beschränken. Aus den Ergebnissen können also keine Schlüsse auf das Rosten von Eisen im Beton gezogen werden. Die Versuche sind auf eine lange Reihe von Jahren angesetzt. Bis jetzt liegen erst die Ergebnisse der Versuche mit Proben vor, die ein Alter von 5 Jahren erreichten, es steht indessen nicht zu erwarten, daß die später noch auszuführenden Versuche eine wesentliche Änderung des jetzt schon gefaßten Urteiles veranlassen werden.

In die Mauerwerkskörper wurden Flacheisen mit 50.7 mm Querschnitt und Rundeisen von 35 mm Durchmesser eingemauert. Die Ziegelkörper wurden in 6 verschiedenen Mörteln hergestellt, nämlich mit Portlandzement und Eisen-Portlandzement mit 3 Teilen Sand, mit Kalkmörtel 1:3, mit verlängertem Zementmörtel (1:1½:3), mit Estrichgips und mit Stuckgips. Die Eisen gelangten in reinem Zustande, d. h. von Oel und Walzhaut befreit, mit völlig verrosteter Oberfläche, gestrichen mit Teer und mit Mennige und im Ganzen verzinkt, zur Verwendung. Auf die Eigenschaften der verwendeten Mörtel-Materialien kann hier nicht eingegangen werden, es sei nur erwähnt, daß sie im allgemeinen normale Eigenschaften aufwiesen. Die Probekörper wurden in der Gestalt und Größe hergestellt, wie sie Abbildung 1 zeigt. Sie standen auf einer Kiesbettung, den Witterungseinflüssen frei ausgesetzt und wurden nach 9 Monaten, 24 Monaten und 60 Monaten geprüft. Für die Bestimmung der Haftfestigkeit diente eine nach Martens Angaben besonders konstruierte Maschine.

Für jede Versuchsreihe standen 3 Körper zur Verfügung. Von der Mitteilung der gefundenen Werte muß hier abgesehen werden; es sei nur auf die wesentlichsten Ergebnisse verwiesen, die dadurch eine gewisse Einbuße erführen, daß die Körper teilweise den Einflüssen der Witterung nicht genügend Widerstand leisteten. Zuerst zergermte der Körper, die mit Kalkmörtel und mit Stuckgips gemauert waren, und nach einigen Jahren auch die Mauerstücke, die Estrichgips enthielten. Auch das Mauerwerk in verlängertem Zementmörtel leistete wenig Widerstand, wobei allerdings zu berücksichtigen ist, daß die kleinen Körper von allen Seiten sowohl Regen wie Sonnenschein ausgesetzt waren und vom Frost stark angegriffen werden mußten.

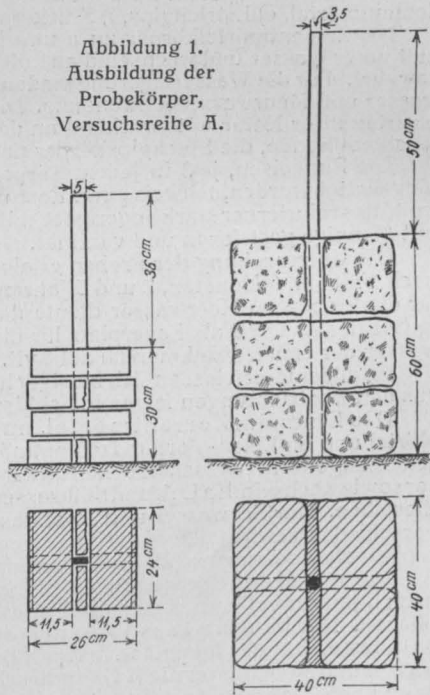
Der Gleitwiderstand der Flacheisen im Ziegelmauerwerk ist anfangs fast derselbe gewesen, wie derjenige der Rundeisen im Bruchsteinmauerwerk. Erst nach Jahren haben sich Abweichungen ergeben, die aber wohl nicht auf das Mauerwerk an sich, sondern auf die Form der Eisen und ihre Oberflächenveränderung zurückzuführen sind. Im allgemeinen scheint es nach den Versuchen, als ob das Flacheisen gegenüber dem Rundeisen als Anker im Mauerwerk den Vorzug verdient.

Die verschiedenen Schutzmittel haben im wesentlichen die nachstehenden Wirkungen gehabt und zwar im Ziegel- und im Bruchsteinmauerwerk ziemlich gleichmäßig. Der Mennige-Anstrich hat die Gleitfestigkeit der Eisen in der ersten Zeit beträchtlich herabgesetzt. Es scheint indessen, als wenn im Laufe der Jahre hierin eine Änderung eintritt, denn nach 5 Jahren haben die Eisen mit Mennige-Anstrich in den Zementmörteln nicht wesentlich geringere Gleitfestigkeit ergeben als die reinen Eisen.

Teeranstrich hat von vorne herein fast denselben Gleitwiderstand gezeitigt wie er beiden reinen Eisen ermittelt wurde. Nur in den Zementmörteln hat der Teeranstrich den Gleitwiderstand etwas verringert. Mit dem verzinkten Eisen gehen die Beobachtungen stark durcheinander; dabei wirken wohl Zufälligkeiten mit. Die gerosteten Stäbe haben zumeist fast denselben Gleitwiderstand wie die reinen Eisen geliefert. Im Portland-Zementmörtel aber ist der Widerstand der gerosteten Stäbe größer als der der reinen Eisen. Der Gleitwiderstand ist in allen Mörteln, so weit Messungen durchgeführt wurden, von 3/4 bis zu 5 Jahren gewachsen.

An den Eisen der Mauerwerkskörper sind folgende Beobachtungen gemacht worden: An der Eintrittsstelle der Eisen in das Mauerwerk sind Rosterscheinungen aufgetreten, die auf das Eindringen von Wasser zwischen Eisen und Körperoberfläche zurückzuführen sind. Der Teer-Anstrich hat dieses Rosten nicht völlig zu verhindern vermocht, dagegen hat der Mennige-Anstrich, der sich beim Herausziehen der Eisen aus dem Mauerwerk teilweise abstreifte (woraus der geringe Gleitwiderstand sich ergibt), die Eisen 5 Jahre lang vor dem Rosten bewahrt. Die verzinkten Eisen sind wie die reinen Eisen von der Eintrittsstelle aus allmählich verrostet. Kalkmörtel, verlängerter Zementmörtel und die beiden Gipse haben das

Abbildung 1.
Ausbildung der
Probekörper,
Versuchsreihe A.



*) Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin W. Pr. 2,80 M.

Rosten begünstigt. Auch in diesen Mörteln hat aber die Mennige den besten Schutz gewährt und in den Gipsen hat auch die Verzinkung das Rosten aufgehalten.

Zu den Versuchen der Gruppe B, die im wesentlichen die Beobachtungen der Rosterscheinungen an Eisen in verschiedenen Mörteln bezweckten und die Feststellung der etwa vor sich gehenden chemischen Veränderungen zwischen Eisen und Mörtel, fanden kleine Mörtelproben Verwendung, die in Form von Würfeln mit 10 cm Seitenlänge je 3 Rundeisenstäbchen derart aufnahmen, daß die Stäbchen 1, 2 und 4,5 cm von der Außenfläche des Körpers aus in den Mörtel eingebettet waren und 1 cm aus dem Würfel herausragten (Abbildung 2). 6 Mörtel fanden

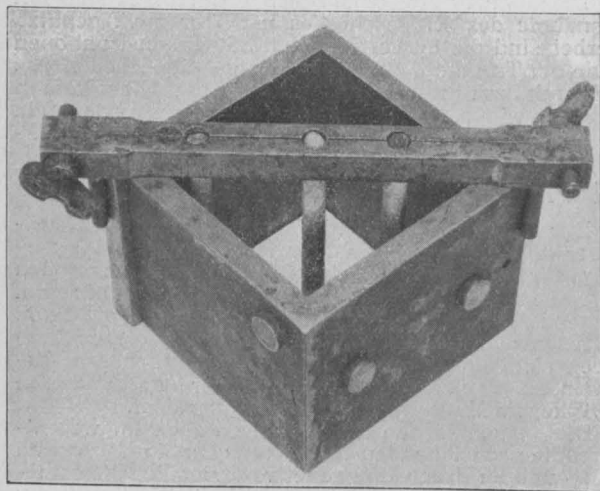


Abbildung 2. Formen für die Würfel der Gruppe B.

Verwendung, nämlich a) 1 Portlandzement zu 4 Grobsand, b) 1 Eisen-Portlandzement zu 4 Grobsand, c) 1 Luftkalk zu 4 Mauer sand (Berliner Maschinenmörtel), d) 1 Portland-Zement zu $\frac{1}{2}$ Kalk zu 5 Mauer sand (Verlängerter Zementmörtel), e) Estrichgips, f) Stuckgips.

Die Zementmörtelkörper zu a und b wurden an der Luft unter Wasser und wechselnd an Luft und Wasser aufbewahrt. Für die Wasserlagerung fanden Süßwasser, Seewasser und Moorwasser Anwendung. Die übrigen Mörtel lagerten ihrer Natur entsprechend an der Luft und unter feuchtem Sande, die Stuckgipskörper nur an der Luft.

Die Rundeisen, je 3 in jedem Körper, waren, als sie eingebettet wurden, teilweise von Rost und Walzhaut befreit, also rein, ferner stark angerostet, mit Teer gestrichen, mit Mennige gestrichen und verzinkt.

Die Untersuchung der Proben erfolgte gruppenweise nach 1 Monat, 6 Monaten, 2 und 5 Jahren. Als Lagerplatz für die Proben im Moorwasser diente das Marcardsmoor in Ostfriesland und als Lagerplatz für die Proben im Seewasser der Hafen Munkmarsch auf Sylt.

Im allgemeinen lassen sich bezüglich der Rostschäden aus den Beobachtungen folgende Schlüsse ziehen:

Die Eisen im Zementmörtel. Im Portlandzementmörtel und im Eisen-Portlandzementmörtel sind die Erscheinungen an den Eisenstäbchen an der Luft, im Süßwasser sowie wechselnd in Luft und Süßwasser im wesentlichen dieselben. Nur Seewasser und Moorwasser haben etwas verschiedenheit des angewendeten Schutzmittels verschieden.

Die mit Mennige gestrichenen Eisenstäbe sind bis nach 5 Jahren vollkommen rostfrei und ohne Angriff geblieben. Nur im Mörtel aus 1 Eisen-Portlandzement und 4 Grobsand hat der Mennige-Anstrich das Eisen im Seewasser und Moorwasser nicht völlig zu schützen vermocht, denn nach 2 Jahren ist ein Angriff des Mennige-Anstriches aufgetreten, der möglicherweise allmählich zur völligen Zerstörung des Schutzanstriches führen kann.

Demnächst haben sich die mit Teer-Anstrich versehenen Eisenstäbchen tadellos gehalten und nur in den Mörteln an der Luft sind nach 2 Jahren vereinzelt Rostflecke aufgetreten, die sich nach 5 Jahren vergrößert haben, ein Beweis dafür, daß Mennige- und Teer-Anstriche selbst in sehr mageren und durchlässigen Zementmörteln das Eisen lange Jahre vor dem Rost zu schützen vermögen.

Der durchlässige Zementmörtel für sich allein hat den Rostangriff nicht völlig zu verhindern vermocht; die von der Walzhaut befreiten Eisen erhielten in den Mörteln, gleichgültig, wie sie aufbewahrt wurden, zuerst kleine Rostflecken, dann zusammenhängende Rostflächen, hauptsächlich im Süßwasser und im Moorwasser, wie an der Luft, auffallenderweise aber am geringsten im See-

wasser, was wohl auf den Porenschluß durch die Umsetzung des Kalkes im Mörtel mit der Magnesia des Seewassers zurückzuführen ist. Bei Wechsel von Luft und Wasser, und im Seewasser scheint die Ausdehnung der Rostflecken im Eisen-Portlandzementmörtel schneller vor sich zu gehen als im Portlandzementmörtel.

Die Verzinkung der Eisen hat die Bildung von Rostflecken nicht an allen Stellen zu verhindern vermocht.

Die in stark verrostetem Zustande in den Zementmörtel eingebetteten Stäbe haben bis zu 2 Jahren Alter im wesentlichen, abgesehen von der einmal vorhandenen Rosthaut, dasselbe Verhalten gezeigt wie die rein in den Mörtel eingebrachten Stäbchen, nur daß sich im Laufe der Jahre ein starker Angriff des Eisens durch den Rost bemerkbar gemacht hat, ein Zeichen dafür, daß der magere, d. h. undichte Zementmörtel das Umsichgreifen der einmal eingeleiteten Oxydation des Eisens nicht aufzuhalten vermag. Trotzdem haften aber die Eisen fest im Mörtel.

Die Eisen im Kalkmörtel. Die Körper aus dem Kalkmörtel (1 Kalk und 4 Mauer sand) sind teilweise mürbe geworden und zerfallen. Aber auch in diesem Mörtel hat sich scheinbar der Mennige-Anstrich am besten bewährt. Auch der Teer-Anstrich hat im Kalkmörtel die Rostbildung bis zu 5 Jahren aufzuhalten vermocht. Die verzinkten Eisen haben sich im Kalkmörtel an der Luft völlig tadellos gehalten, unter feuchtem Sande dagegen schon nach 2 Tagen Rostflecken und Oxydation der Verzinkung erlitten. Die reinen Eisen haben an der Luft nach 2 Jahren zu rosten begonnen und weisen schon nach 5 Jahren erhebliche Rostangriffe auf, unter feuchtem Sande hat die Rostbildung im Kalkmörtel sofort eingesetzt und ist bis zu 5 Jahren fortgeschritten. In noch höherem Maße ist das der Fall bei den rostigen Eisen, die sowohl an der Luft als unter feuchtem Sande nach 5 Jahren starke Rostangriffe erkennen ließen.

Die Eisen im verlängerten Zementmörtel haben im wesentlichen nicht besser bestanden als die im reinen Kalkmörtel und es hat auch weder die Verzinkung noch der Mennige-Anstrich noch der Teer-Anstrich den Beginn des Rostens länger als höchstens 2 Jahre aufzuhalten vermocht. Die reinen Eisen haben im verlängerten Zementmörtel noch ausgedehntere Rostangriffe erfahren als im reinen Kalkmörtel. Daraus wird zu schließen sein, daß bei Einlagerung von Eisen in Zementmörtel mit Kalkzusätzen Vorsicht am Platze ist.

Die Eisen im Estrichgips haben, wie zu erwarten war, an der Luft und unter feuchtem Sande sehr starke Rostangriffe schon nach kurzer Zeit erlitten. Der Mennige-Anstrich zeigt schon nach 6 Monaten im Estrichgips Angriffe und kann in der Luft die Eisen nur etwa 2 Jahre vor dem Beginn des Rostens schützen, welches dann schnell fortschreitet. Der Teer-Anstrich schützt nur etwa 2 Jahre; nach 5 Jahren ist an der Luft der Stab unter dem Teer-Anstrich bereits völlig gerostet. Noch weniger Schutz gewährt die Verzinkung im Estrichgips, die schon bei 6 Monaten Lager an der Luft und nach 2 Jahren im feuchten Sande das Auftreten zusammenhängender Rostflächen nicht zu verhindern vermag und bereits nach 5 Jahren vollkommen zerstört ist. Die reinen Eisen überziehen sich im Estrichgips sofort nach dem Einbetten mit Rostflecken und bereits nach 6 Monaten sind die Stäbe völlig verrostet. Der Rost dringt in den Gips ein und färbt ihn gelb, sprengt u. Umst. auch den Körper auseinander.

Die Körper aus Stuckgips wurden der Natur des Materials entsprechend an der Luft aufbewahrt. Der Mennige-Anstrich und der Teer-Anstrich haben die Eisen immerhin bis zu 5 Jahren vor dem Beginn des Rostens geschützt, die Verzinkung dagegen hat fast nichts genutzt.

Neben den Rostflecken sind namentlich im Gips schwärzliche und weiße Verfärbungen als Zersetzungserscheinungen insbesondere des Mennige-Anstriches und der Verzinkung aufgetreten. Es war jedoch nicht möglich, von den Anflügen genügende Mengen zu gewinnen, um die Zusammensetzung der dünnen Schichten durch chemische Analyse zu ermitteln.

Von höchstem Interesse dürfte es sein, abzuwarten, wie nun namentlich in den Zementmörteln im Laufe längerer Zeit die Anstriche und die Verzinkung sich verhalten und ob es z. B. gelingt, da, wo großer Gleitwiderstand nicht erforderlich ist, Eisen mit Mennige-Anstrich im Portlandzementmörtel auf eine lange Reihe von Jahren unversehrt zu erhalten, obgleich der Mörtel luft- und waserdurchlässig ist und den Angriff des nicht durch Schutzanstriche oder Verzinkung verwahrten Eisens nicht zu verhindern vermag.

Inhalt: Streckgrenze für Betonrundeisen. — Eisenbeton-Wasserturm der Stadt Wöhlau i. Schles. — Verhalten von Eisen im Mauerwerk.

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

X. JAHRGANG 1913.

No. 12.

Anwendung des Eisenbetons beim Bau des Ems—Weser-Kanales.

Vortrag von Oberingenieur Hart der A.-G. für Beton- und Monierbau, gehalten auf der XVI. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Berlin 1913. (Schluß aus No. 9.) Hierzu die Abbildungen S. 96.



Die Schachtschleuse.

Ganz besonderes Interesse bietet schließlich die Schachtschleuse, die in den Abbildungen 19—24 in Grundriß und Schnitten auf S. 92 und 93 dargestellt ist. Sie besteht aus der für die Vermittelung der Durchfahrt erforder-

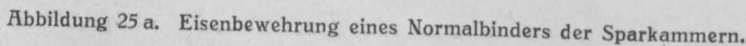
lichen Kammer sowie den beiderseitigen Sparbecken, die zur Verringerung des Wasserverbrauches beim Durchschleusen dienen. Die Schleusen-kammer ist 18,8 m tief, hat eine nutzbare Länge von 85 m und eine Breite von 10 m, sodaß mit einem 600 t-Schiff der Schleppdampfer gleichzeitig geschleust werden kann.

Der Unterschied zwischen dem höchsten Was-



Abbildung 26. Schachtschleuse bei Minden im Bau. (Fahrbarer Kabelkran für den Materialtransport.)

und die seitlichen Sparkammer-Fundamente mit den für die Umläufe erforderlichen kreisförmigen Ausparungen von 2,55 m Durchmesser. Diese Umläufe stehen nicht in unmittelbarer Verbindung mit der Schleusenammer, sondern es sind auf der ganzen Länge der Schleuse Stichkanäle vorhanden, die den Wasserandrang verteilen. Wegen des hohen Wasserdruckes, der auf die Torpfeiler am Unterhaupt wirkt,



Der Schleusenbau besteht aus dem Unterbau mit den Umläufen, den beiden Häuptern, den Umlaufswänden und den Sparkammern, sowie den am Unterhaupt vorhandenen turmartigen Aufbauten und der dem Verkehr dienenden Straßenbrücke. Den Unterbau bildet die i. allg. 1,2 m starke, durchgehende Eisenbetonsohle, deren Stärke am Unterhaupt mit Rücksicht auf den einseitigen Ueberdruck auf 3,3 m steigt,

mußten diese Pfeiler ziemlich große Abmessungen erhalten. Durch entsprechende Eiseneinlagen wurde für ein festes Zusammenhalten der Betonteile gesorgt. Während die Torpfeiler unten auf der gemeinschaftlichen Eisenbetonsohle aufstehen, sind sie oben durch einen 3,5 m breiten und 6,6 m hohen Abschluß-Balken in Eisenbeton verbunden. Die lichte Weite des Torrahmens beträgt 10 m und die Höhe 11,7 m. Die Umfassungswände der Schleusenkammer sind in Eisenbeton mit Klinkerverkleidung hergestellt und

erhielten an der hinteren Seite zwecks besserer Verbindung mit den Wänden der Sparbecken eine schwalbenschwanzförmige Ausbildung.

Die untenstehenden Abbildungen 25 a und b zeigen die Anordnung eines normalen Binders einer Sparkammer und seine Bewehrung. Die Berechnung der Betonquerschnitte und der Eisenbewehrung erfolgte sowohl für eine Belastung von oben wie von unten, für den letzteren Fall, wenn durch irgend welche Fehler in der Bedienung der Ventile ein Ueberdruck in den Sparkammern entstehen sollte. Die Umfassungswände der Sparbecken nehmen an Stärke von unten nach oben, dem Wasserdruck entsprechend, ab. Die Decken, Balken, Stützen und Wände in den Sparkammern sind mit einem 2,5 cm starken wasserdichten Zementbügelputz versehen, der keinen besonderen Zusatz erhalten hat. Die Außenflächen haben lediglich einen doppelten Goudron-Anstrich erhalten. Die Rückenflächen der Schleusenammer und die unter dem Grundwasserspiegel liegende Sohle sind mit einer Wasserabdichtung durch 3 Lagen elastischer Pappe versehen, damit das Bauwerk gegen das Eindringen von Wasser bei einem etwaigen Ueberdruck gesichert ist. In jeder Sparkammer befindet sich ein Ventilschacht und die für den Fall der Ueberfüllung eines Geschosses erforderlichen Ueberläufe.

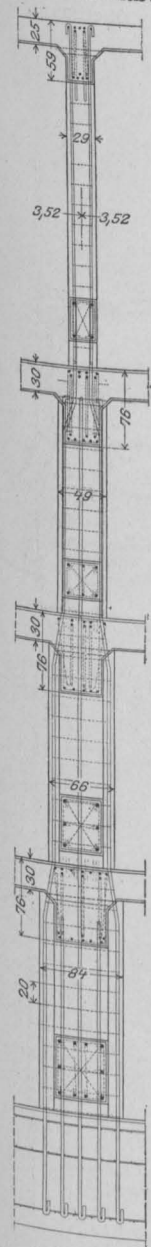


Abbildung 25b.
Schnitt A-B
der Abb. 25a.

Die Trag-Konstruktion der Turmaufbauten am Unterhaupt besteht aus Eisenbeton, während zur Ausfüllung Mauerwerk mit Werksteinverkleidung gewählt ist. In den Aufbauten werden sich die zur Bedienung der Tore, Ventilschächte usw. erforderlichen maschinellen Einrichtungen befinden. Die Brücke am Unterhaupt soll erst im Laufe dieses Jahres ausgeführt werden. Die Brücke hat 3 Öffnungen und die Gewölbe sind als eingespannte Bögen ausgebildet. Die Schleusentore sind aus Eisen und sollen elektrisch betrieben werden. Das Obertor wird als Klapptor, das Untertor als Hubtor ausgeführt.

Der Baugrund der Schleusenbaugrube in den oberen 5 m ist weicher, teils sandiger, lehmiger und mooriger Boden; darunter befindet sich fester Schieferton.

Nachdem die Baugrube sowohl an der Sohle wie an den Seiten mit 20 cm starkem Unterbeton abgedeckt war, wurde die wasserdichte Pappe in 3 Lagen aufgebracht und mit einer 10 cm starken Betonschutzschicht versehen. Aus der Abbildung 26 ist die Bewehrung der Eisenbetonsohle zu ersehen. In Anbetracht der großen Scherkräfte war die Aufbiegung der Eiseneinlage und Anordnung von Scherbügeln in großer Zahl erforderlich.

Aus dem Kopfbild, Abbildung 26, ist ein fertig betonierter Teil der Sohle, sowie die Einschaltung der Umläufe zu erkennen. Aus der Aufnahme ist auch die zum Transport der Materialien aufgestellte Seilbahn mit den Fördertürmen zu ersehen. Die Gleise der Türme laufen parallel zur Schleusenachse auf der ganzen Länge derselben. Die Türme sind so hoch hergestellt, daß das Tragseil noch 3 m über die höchste Decke der Sparkammern reicht. Ein weiteres Bild von der Bewehrung der Schleusensohle gibt Abb. 27, S. 95.

Die Abb. 28, S. 96, veranschaulicht die Eisenbewehrung der Wände, Decken, Stützen und Streben einer Sparkammer kurz vor dem Betonieren derselben.

Interessant sind die Anschlüsse an den Knotenpunkten der Binder.

Die Abbildung 29 veranschaulicht, wie die Anschlüsse der Eiseneinlagen an den Rahmen, in diesem Fall des oberen Teiles des Torrahmens am Unterhaupt, hergestellt wurden. Die Gußteile besitzen Aussparungen und Gewinde, in welche die Eiseneinlagen entweder umgehakt oder eingeschraubt wurden. Im Vordergrund sind die Einrüstung des Unter-

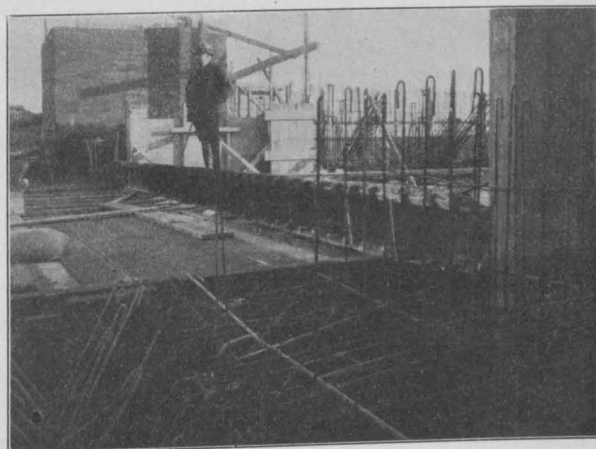


Abbildung 29. Oberer Teil des Torrahmens am Unterhaupt.

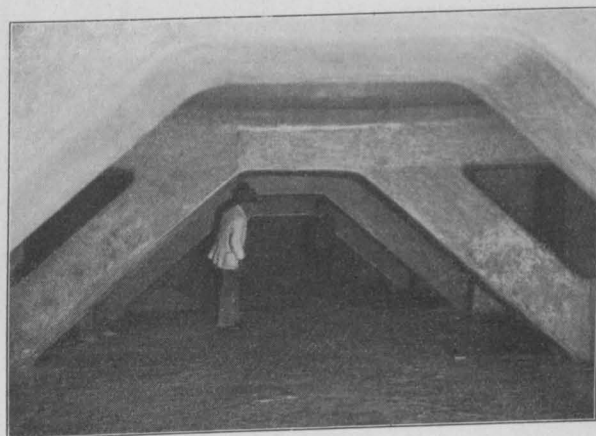


Abbildung 31. Blick in eine Sparkammer.

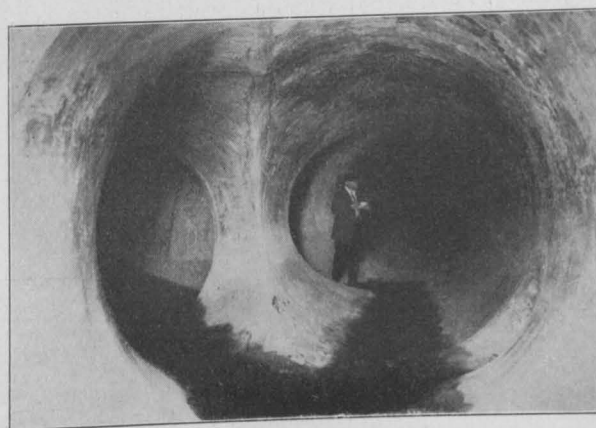


Abbildung 30. Kreuzung von Umlauf und Ventilschacht.

torbalkens und die beiden Strebepfeiler zu erkennen.

Eine wohl gelungene Aufnahme eines Umlaufkanales an der Stelle, wo sich derselbe mit einem Ventilschacht begegnet, stellt die Abbildung 30 dar.

Eine Blitzlichtaufnahme einer fertigen Sparkammer mit dem wasserdicht geputzten Binder bringt schließlich die Abbildung 31.

Die Schleuse und die Brücke sollen im Lauf dieses Jahres fertig gestellt werden, da im Frühjahr 1914 die Eröffnung eines Teiles des Kanales beabsichtigt wird.

Schnitt J-K.
Oberhaupt.

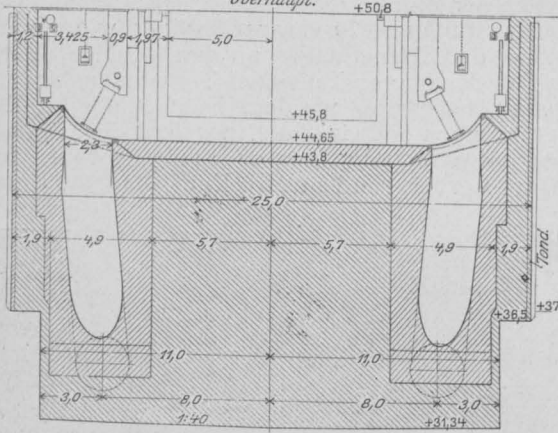


Abbildung 24a. Querschnitt am Oberhaupt durch die Torkammer und die Umlaufschächte.

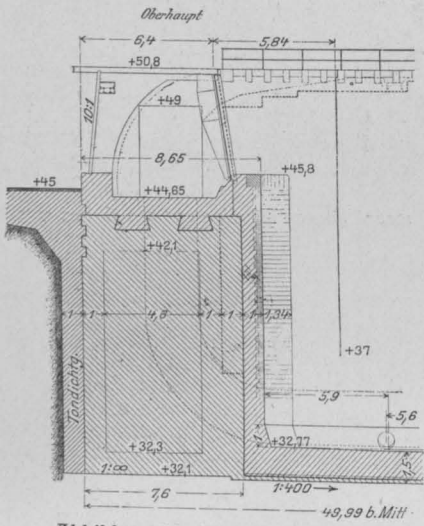
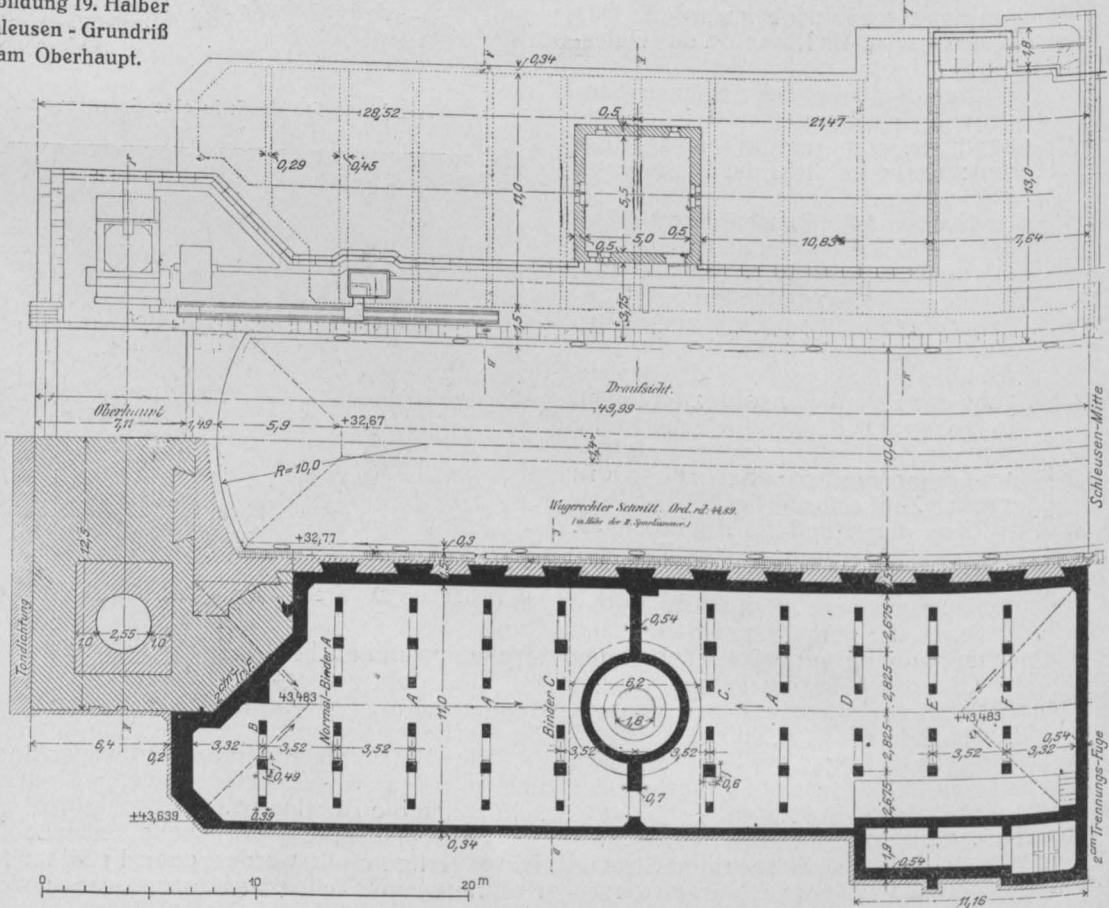


Abbildung 22. Teillängsschnitt durch
das Oberhaupt mit Klapptor.

Abbildung 19. Halber
Schleusen - Grundriß
am Oberhaupt.



Schachtschleuse bei Minden.

Die beiden Grundrißteile auf Seite 92 und 93 schließen unmittelbar aneinander an.

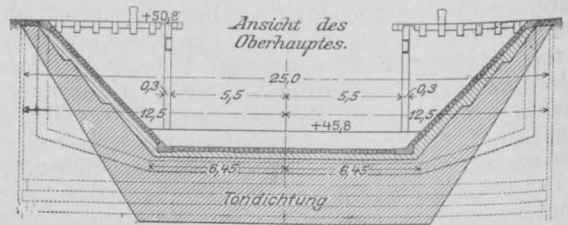
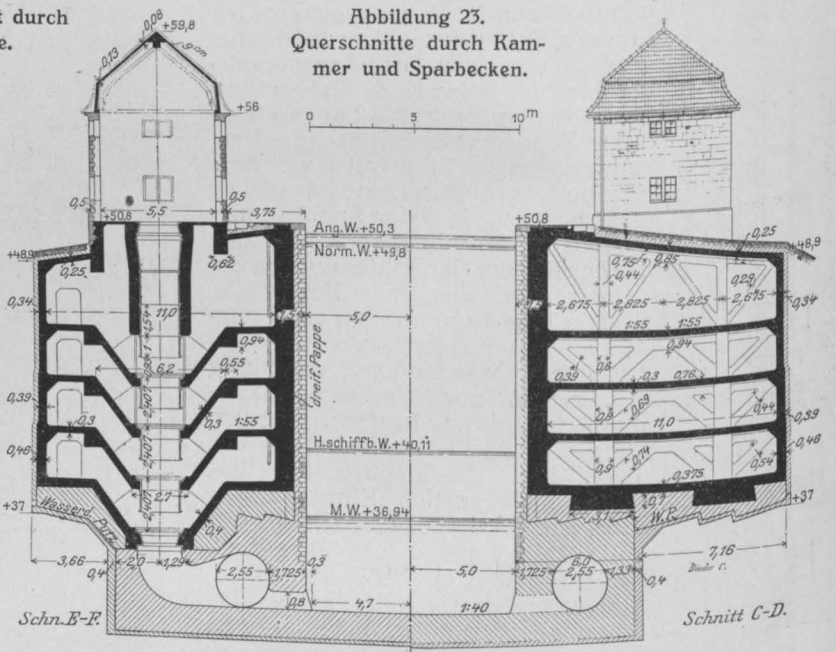


Abbildung 24b. Querschnitt unmittelbar vor dem Oberhaupt.

Abbildung 23.
Querschnitte durch Kammer und Sparbecken.



Für die Beton- und Eisenbetonmassen, die beim Bau der Brücke und Schleuse erforderlich sind, werden gebraucht: etwa 2500 Wagenladungen Zement, 170 000 cbm Kies und 350 Wagenladungen Rundeisen.

Die Schachtschleuse und die Kanalbrücke werden auf Grund von Entwürfen ausgeführt, die von Beamten der kgl. preußischen Wasserbauverwaltung aufgestellt sind.

Die Generalunternehmer: Held & Francke, Aktiengesellschaft zu Berlin für die Schachtschleuse und Grün & Bilfinger, Aktiengesellschaft zu Mannheim für die Kanalbrücke, haben die Gründung für die Bauwerke und die Maurerarbeiten selbst ausge-

beton-Brunnen vorgeschlagen und durchgeführt hat.

Die Eisenbetonarbeiten hatten beide Firmen infolge vertraglicher Verpflichtungen durch die Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau ausführen zu lassen.

Ich glaube, daß die Bauwerke am Ems-Weser-Kanal für die Bedeutung, welche dem Eisenbeton als Baustoff

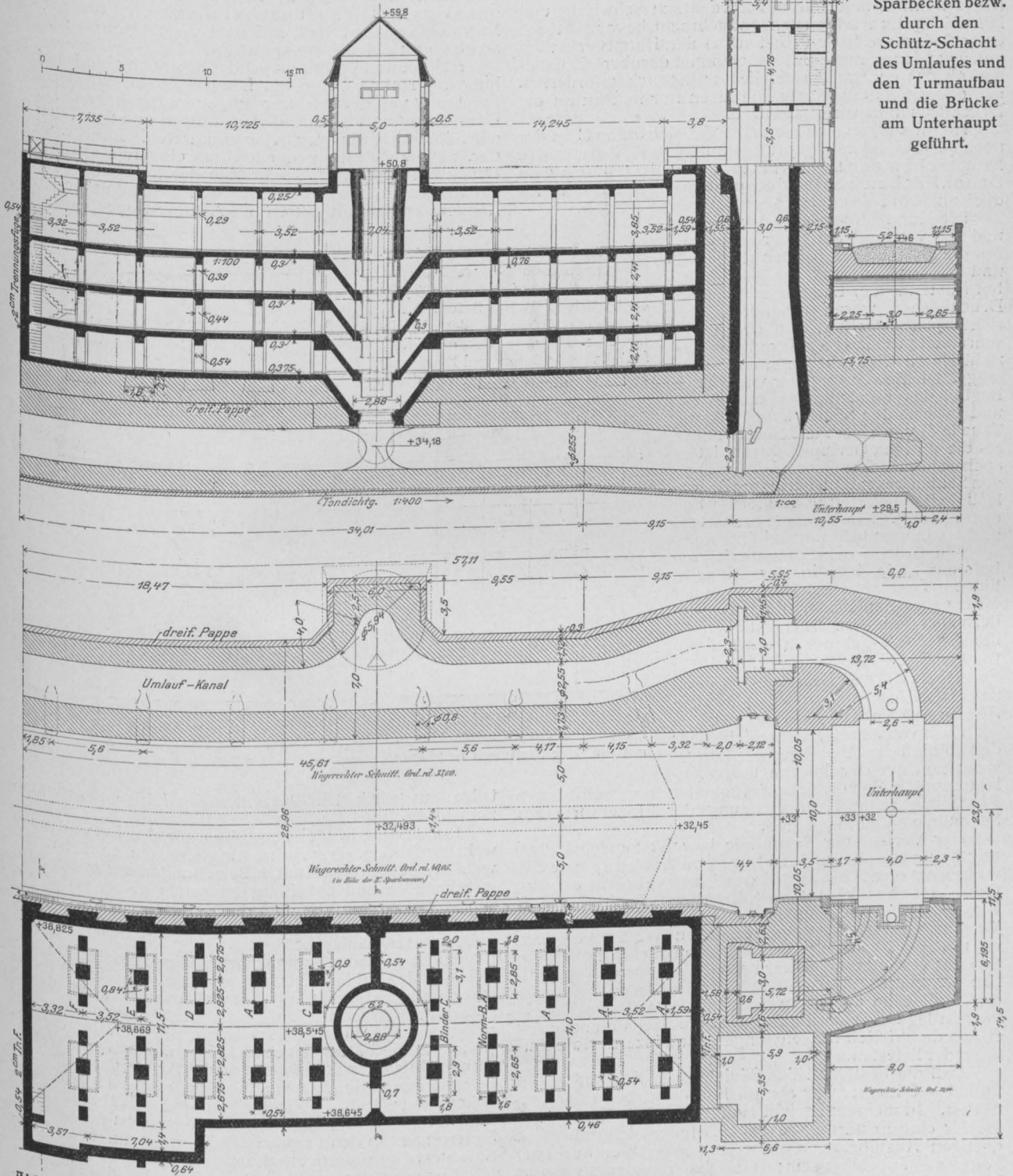


Abb. 20. Halber Schleusengrundriß am Unterhaupt. (Horizontalschnitt durch den Umlaufkanal bzw. durch die Sparkammer.)

führt. Bei der Kanalbrücke sind außerdem alle Pfeilerbauten von der Grün & Bilfinger-Aktiengesellschaft hergestellt, die auch insbesondere die Entwürfe für die neuartige Gründung des Strompfeilers auf Eisen-

zukommt, sprechen und für die Zukunft öfter als Muster dienen können. Den königl. Behörden, welche die Bauausführungen in bester Weise unterstützen, muß besonderer Dank ausgesprochen werden. —

Versuche mit Eisenbeton-Säulen.

Vortrag, gehalten auf der XVI. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Berlin am 23. Februar 1913
von Professor M. Rudeloff in Berlin-Lichterfelde. (Schluß aus No. 10.)

Nach den besprochenen Ergebnissen war es zur Erzielung der mit den gegebenen Baustoffen und der gewählten Betonmischung erreichbaren höchsten Säulenfestigkeit, d. h. der größten Wirkung der Eiseneinlagen, nicht erforderlich, die in der Herstellung umständlichen Köpfe anzubringen, es genügte hierzu die Durchführung der Längseisen bis an die Druckflächen. Zu beachten blieb aber, daß bei den ausgeführten Versuchen die Druckflächen auf das Sorgfältigste abgeschliffen worden waren, sodaß die Betonfläche und die Endflächen der vier Eisen mit tunlichster Genauigkeit in derselben Ebene lagen. Diese Schleifarbeit war außerordentlich schwierig und kostspielig. Es erschien daher angebracht, bevor man sich entschloß, diese hohen Kosten bei den Hauptversuchen aufzuwenden, weitere Untersuchungen darüber anzustellen, ob das genaue Abschleifen tatsächlich erforderlich sei, oder ob es ausreichte, die Eisen nur nahezu an die Druckflächen heranzuführen.

Hieraus ergab sich die dritte Versuchsreihe C, in der noch je drei Säulen geprüft wurden, bei denen die Endflächen der Längseisen 1, 2 und 5 mm von den Druckflächen abstanden und mit entsprechend dicken Mörtelschichten überdeckt waren.

Die Herstellungsweise der Säulen und die verwendeten Materialien waren die gleichen wie bei den Reihen A und B. Zur Erzielung der gewünschten Abstände der Längseisen von den Druckflächen waren besondere Einrichtungen getroffen, von deren Beschreibung unter Hinweis auf den Bericht Heft 21 Abstand genommen sein möge. Die Bewehrung war wieder vor Beginn des Einstampfens hergestellt und zwar zu den Säulen 6 und 9 (siehe Tabelle 4) von einem anderen Arbeiter als die übrigen Gerippe. Darauf ist es auch wohl zurückzuführen, daß diese beiden Säulen wesentlich geringere Bruchfestigkeiten lieferten als die gleichartige dritte (No. 3). Die übrigen Parallelversuche stimmen befriedigend überein.

Die Brüche der Säulen erfolgten teils am Ende, teils in der Mitte; in keinem Falle aber lieferten die in der Mitte gebrochenen Säulen höhere, sondern eher geringere Bruchfestigkeit als die am Ende gebrochenen. Ich betrachte dies als Beweis dafür, daß die Entstehung des Bruches in größerer Entfernung von der Druckfläche auf Zufälligkeit beruht.

Eine vollständige Uebersicht über den Einfluß des Abstandes der Längseisen von der Druckfläche liefert Abbildung 13, in der die Bruchfestigkeiten in verschiedenen Abständen unter Kennzeichnung der Einzelwerte zur Schaulinie aufgetragen sind.

Der Verlauf der Schaulinie beweist zunächst, daß zur Erzielung möglichst großer Wirkung der Bewehrung der Abstand A der Längseisen von den Druckflächen kleiner als 10 mm zu wählen ist. Der Wert für A = 5 mm ist unsicher, da nur ein einwandfreier Versuch vorliegt. Von den Versuchen A < 5 mm ergaben die mit A = 2 mm die größte mittlere Bruchfestigkeit der Säulen; etwas geringer war er bei A = 1 mm und wesentlich geringer bei A = 0 mm, d. h. für die Säulen, bei denen die Endflächen der Längseisen bündig mit den Druckflächen lagen. Dazu kommt, daß die drei Versuche mit A = 0 die größten Abweichungen der Einzelwerte untereinander lieferten.

Daß die Festigkeit der Säulen beim Abstand A = 1 und A = 0 kleiner war als bei A = 2 mm, befremdet zunächst. In meinem Bericht Heft 21*) habe ich versucht, hierfür eine Erklärung zu geben. Indem ich auf meine dortigen Ausführungen verweise, möge hier nur kurz Folgendes angeführt sein: Nach den Längenmessungen bei den Versuchen waren die Zusammendrückungen beim Bruch der Säulen größer als die Stauchungen des Eisens allein an der Quetschgrenze, also die höchste Tragfähig-

keit des Eisens erreicht. Eine nachgiebige Mörtelschicht über den Endflächen der Längseisen gestattet den letzteren, sich teilweise zu entlasten und vermindert somit die Gefahr des Einknickens der Längseisen. Ist die Mörtelschicht aber übermäßig dick oder fehlt sie gar ganz, so ist die Säule am Ende, also dort, wo der Pyramidenbildung wegen die Bruchgefahr am größten ist, am schwächsten, sei es infolge starker Entlastung des Eisens gegen den Beton, sei es unmittelbar durch Schwächung des Querschnittes; hierdurch ist aber die Wirkung der Bewehrung, also auch die Bruchfestigkeit, beeinträchtigt. Die zur Erzielung möglichst großer Bruchlasten günstigste Dicke der Betonschicht über den Längseisen hat sich bei den vorliegenden Versuchen zu etwa 2 mm ergeben.

Abbildung 14 gibt nun schließlich noch eine Darstellung des Anteiles, den die Längseisen bei wachsender Belastung von der letzteren aufgenommen haben. Diese Darstellung fußt darauf, daß das Eisen und der Beton in der Säule sich um gleichviel verkürzten. Linie E stellt dar, welche Belastungen nach den eingangs erwähnten Druckversuchen mit Abschnitten der Längseisen erforderlich waren, um die vier in den Säulen enthaltenen Längseisen um die durch die Abzissen gegebenen Be-

Abbildung 14 (rechts). Verlauf der Längenabnahme bei wechselnder Belastung. Die Linie E gilt für die 4 Längseisen, B für Beton, S für die bewehrte Säule. J = ideale Linie für eine Säule, in der die Tragfähigkeit von Beton und Eisen voll zur Wirkung kommt. (Serie B + E).

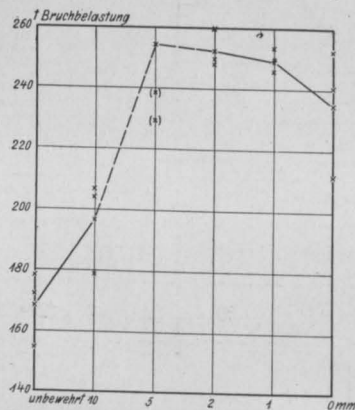
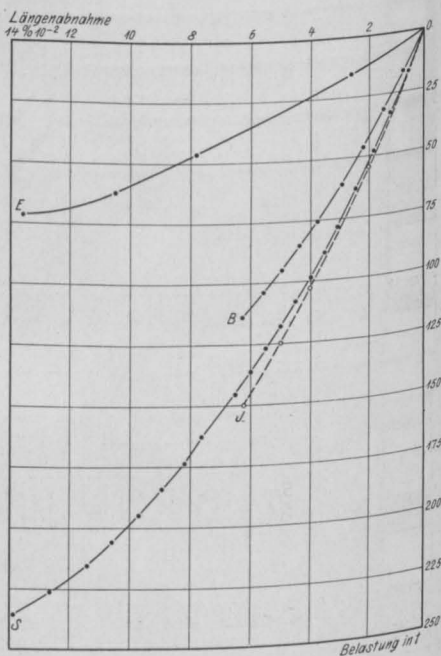


Abb. 13. Einfluß des Abstandes der Längseisen von den Druckflächen auf die Bruchfestigkeit der Säulen.



träge, ausgedrückt in Prozenten der Länge, zusammenzudrücken.

Linie B gilt in gleichem Sinne für den Beton der bewehrten Säulen. Der Auftragung sind die an den unbewehrten Säulen ermittelten Beziehungen zwischen Längenabnahme und Belastung zugrunde gelegt unter Berücksichtigung dessen, daß der Betonquerschnitt in den bewehrten Säulen nur 97% des Betonquerschnittes der unbewehrten Säulen betrug.

Bildet man die Summe der beiden Belastungen, die sich aus den Linien E und B ergeben, um die 4 Längseisen und den Beton um gleich viel zusammenzudrücken, so erhält man in der Linie J die Beziehungen zwischen Belastungen und Formänderungen, die sich für die widerstandsfähigsten Säulen hätten ergeben müssen, wenn die Widerstandsfähigkeiten des Eisens und des Betons gegen Druckbelastungen in dem Verbundkörper voll zur Entwicklung gekommen wären. In Wirklichkeit sind nun aber für diese Beziehungen durch unmittelbare Messungen der Längenänderungen an den bewehrten Säulen die durch die Linie S dargestellten Werte erhalten.

Aus der Lage der Linie S zur Linie J ergibt sich nun, daß die Belastungen, die zur Erzielung irgendwelcher Zusammendrückungen der Säule tatsächlich erforderlich waren, geringer waren als die durch die Linie S dargestellten Belastungen. Hieraus folgt aber, daß die Druckwiderstände der beiden Baustoffe in den bewehrten Säulen nicht voll zur Geltung gelangten.

Naturgemäß gilt diese Folgerung zunächst nur bis zu

*) Untersuchungen über den Einfluß der Köpfe auf die Formänderungen und die Festigkeit von Eisenbeton-Säulen. Heft 21 der Veröffentlichungen des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. 1912. Preis geh. 6 M.

der Belastungsgrenze, bei welcher die nicht bewehrten Säulen zu Bruch gingen. — Wie ich in Heft 21 dargelegt habe, ist es nicht ausgeschlossen, daß bei höheren Belastungen eine bessere Ausnutzung der Eigenfestigkeiten der beiden Baustoffe eintritt; und bei den weiteren Versuchen soll angestrebt werden, auch hierüber durch geeignete Messungen Aufschluß zu erlangen. —

Aus dem Vergleich der Linien E und S ergibt sich nun weiter, daß die Verkürzung der bewehrten Säulen beim Bruch größer war als die Verkürzung der Längseisen bei Ueberschreitung ihrer Quetschgrenze. Hier-

$$P_s = P_e + P_{bs} = 73\,580 + 163\,640 = 237\,220 \text{ kg.}$$

Ergibt sie sich durch den Versuch tatsächlich größer, so bedeutet der Ueberschuß den Betrag P_0 , um den die Säulenfestigkeit beim Bruch durch die Wirkung der Querbewehrung gesteigert wurde.

Tabelle 5 zeigt nun eine Gegenüberstellung der berechneten und der durch den Versuch ermittelten Bruchfestigkeiten für die Säulen ohne Köpfe. Man ersieht hieraus, daß die Querbewehrung nur bei den Säulen, in denen die Längseisen 1, 2 und 5 mm von den Druckflächen abstanden, die Bruchfestigkeit der Säulen günstig beein-

Tabelle 4. Ergebnisse der Druckversuche mit den Säulen Reihe C.
Sämtliche Säulen waren 1,9 m lang und bei Prüfung 28 Tage alt.

| Sämtliche Säulen waren 1,9 m lang und bei Prüfung 28 Tage alt. | | | | | | | | | | | | |
|--|---|-------------------------|------------|------------|------------|-----------------------------------|---------------------------------|--|-----------------------|---|--|------------------------------------|
| Nr. der Säule | Abstand der Längseisen von der Druckfläche in mm | | | | | Proben gefertigt bei mittlerer | | Belastung beim Beginn der Riß- bildung kg | Bruchbelastungen | | Verhältnis $V = \frac{P}{P_1} 100$ % | Lage des Bruches bei den Säulen |
| | beabsichtigt | beobachtet in den Ecken | | | | Luft- Wärme C° | Luft- feuchtig- keit % | | der Säulen P kg | des zu- gehörigen Würfels P ₁ kg | | |
| | | a A | b B | c C | d D | | | | | | | |
| 1 | 1 | 1,5 0,5 | 1,2 0,8 | 0,2 1,8 | 1,0 1,0 | 15,2 | 68 | 230 660 | 249 050 | 212 300 | 117 | am Kopf |
| 4 | | 1,1 1,0 | 1,0 1,2 | 1,0 1,2 | 1,1 0,9 | 18,1 | 79 | 226 550 | 246 000 | 204 000 | 120 | in der Mitte |
| 7 | | 1,0 1,0 | 1,3 1,0 | 1,0 1,3 | 1,0 1,0 | 17,0 | 89 | 236 740 | 253 600 | 204 000 | 124 | am Kopf |
| Mittel | | — | — | — | — | 16,8 | 79 | 231 320 | 249 550 | 206 770 | 120 | — |
| 2 | 2 | 1,8 2,2 | 1,0 3,0 | 1,5 2,5 | 2,5 1,5 | 15,7 | 63 | 236 740 | 260 150 | 226 000 | 115 | am Kopf |
| 5 | | 2,1 2,2 | 1,9 2,1 | 2,2 1,9 | 2,3 1,9 | 17,1 | 86 | 205 270 | 248 150 | 223 200 | 111 | |
| 8 | | — | — | — | — | 17,2 | 87 | (144 900) | 249 050 | 208 100 | 120 | in der Mitte |
| Mittel | | — | — | — | — | 16,7 | 79 | [221 000] | 252 450 | 219 100 | 115 | — |
| 3 | 5 | 5,2 5,0 | 5,4 4,9 | 6,8 3,4 | 7,2 3,0 | 16,3 | 70 | 216 060 | 254 400 | 209 500 | 121 | am Kopf |
| 6 | | 5,0 5,0 | 6,2 4,5 | 6,0 4,6 | 5,5 5,2 | 17,0 | 87 | (144 200) | (238 850) | 202 600 | (118) | |
| 9 | | 5,0 5,4 | 4,9 5,3 | 4,9 5,5 | 5,3 5,0 | 16,5 | 89 | (229 450) | (229 450) | 210 900 | (109) | |
| Mittel | | — | — | — | — | 16,6 | 82 | [216 060] | [254 400] | 207 670 | [121] | — |

Tabelle 5. Einfluß des Abstandes der Längseisen von den Druckflächen auf die Bruchfestigkeit der Säulen.

| auf die Bruchfestigkeit der Säulen. | | | | | | | | | | |
|-------------------------------------|--------------|---|---|-----------------------------|-----------------------------------|---------------------|---------------------------------|-----------------------------|--|----------------------------------|
| Nr. der Säulen | Aus Reihe | Art der Säulen | | Länge der Säulen m | Mittlere Bruchfestigkeit in kg | | Berechnete Materialfestigkeiten | | | Unterschied $P_s - P_m$ kg |
| | | | | | des Beton- würfels | der P_s Säulen | Beton P_{bs} kg | Längs- eisen P_e kg | Gesamt $P_m =$ $P_{bs} + P_e$ kg | |
| 1 a | A | unbewehrt | | 2,0 | 210 000 | 168 700 | — | — | — | — |
| 2 a | | | | 2,0 | 221 900 | 196 800 | | | | — 40 420 |
| 3 | C | bewehrt bei mittlerem Abstand der Längs- eisen von den Druck- flächen in mm | 5 | 1,9 | 209 500 | 254 400 | 163 640 | 73 580 | 237 220 | + 17 180 |
| 2. 5. 8 | | | 2 | 1,9 | 219 100 | 252 450 | | | | + 15 230 |
| 1. 4. 7 | | | 1 | 1,9 | 206 770 | 249 550 | | | | + 12 330 |
| 2 a a | | | 0 | 1,9 | 209 530 | 235 070 | | | | — 2 150 |

aus folgt aber, daß die Belastungen, die die Längseisen in der bewehrten Säule aufzunehmen vermögen, nicht wesentlich höher sein können als der Druck-Spannung an der Quetschgrenze des Eisens entspricht. Diese Belastung errechnet sich mit den vorliegenden Verhältnissen zu $73\,580 \text{ kg} = P_e$.

Die Druckfestigkeit des Betons der bewehrten Säulen berechnet sich aus derjenigen der unbewehrten Säulen zu

$$P_{bs} = 163\,640 \text{ kg.}$$

Hiernach würde die Festigkeit der bewehrten Säulen sich aus der Summe der Materialfestigkeiten berechnen zu

flußte, d. h. zu steigern vermochte, während bei den Säulen mit den Abständen $A = 0$ und 10 mm die erzielte Bruchfestigkeit hinter der Summe der Materialfestigkeiten zurückgeblieben ist.

Dieses Ergebnis beweist, daß die Berechnung der Säulenfestigkeit aus den Materialfestigkeiten nicht ohne weiteres zulässig ist, daß vielmehr die Art der Kraftübertragung auf die Längseisen von wesentlichem Einfluß ist. —

Wenn ich eingangs meines Vortrages dem Bedauern Ausdruck gab, daß wir noch nicht in die Hauptversuche zur Lösung der Frage nach der besten Form der Quer-

bewehrung und nach der den Tatsachen entsprechenden Berechnungsformeln für die Druckfestigkeit eisenbewehrter Betonsäulen haben eintreten können, und hierbei die Ueberzeugung aussprach, daß Sie dieses Bedauern teilen, so glaube ich doch durch die mitgeteilten Versuchsergebnisse den Beweis erbracht zu haben, daß die jetzt abgeschlossenen Vorversuche notwendig waren. Sie haben über Fragen Aufschluß gebracht, welche ohne gründliche Untersuchung Niemand zu beantworten vermochte, ja die zum Schaden für die Zuverlässigkeit der Hauptversuche nicht einmal aufgeworfen worden wären, wie z. B. die Frage nach dem Einfluß der Wasser-Entziehung aus dem Beton durch die Formwandung. Die Lösung dieser Fragen war aber nötig, um den Hauptversuchen eine sichere Grundlage zu geben. Außerdem glaube ich, daß nunmehr auch der Beweis dafür erbracht ist, daß es nicht begründet ist, die Zuverlässigkeit der Ergebnisse von Druck-Versuchen mit kurzen Säulen oder Stützen, bei denen keine irgendwie beachtenswerte Knickbeanspruchung statt findet, um deswillen anzuzweifeln, weil

die Proben durch Pyramidenbildung über der Druckfläche zu Bruch gingen.

Ich darf der Hoffnung Ausdruck geben, daß es dank der durch die deutsche Gründlichkeit des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ gesammelten Erfahrung gelingen wird, bei den weiteren Versuchen zu Ergebnissen zu gelangen, die die beste erzielbare Wirkung der Bewehrungen darstellen.

Zugleich verbinde ich hiermit den Wunsch, daß es Ihnen, meine Herren vom „Deutschen Beton-Verein“, in dem Bestreben, das Vollkommenste auf dem Gebiet der Eisenbeton-Konstruktionen zu leisten, allzeit gelingen möge, die Anschlüsse der Stützen und Säulen an die von letzteren aufzunehmenden Bauteile so auszubilden, daß die Kraftübertragung auf die Säulen die gleich vollkommene ist, wie sie bei den Versuchen bestand.

Erst dann werden die auf Ihre Anregung und mit Ihrer dankenswerten Unterstützung ausgeführten und noch auszuführenden Versuche die erstrebten Erfolge für die Sicherheit Ihrer Bauwerke und für das Ansehen Ihrer Bauweise zeitigen. —

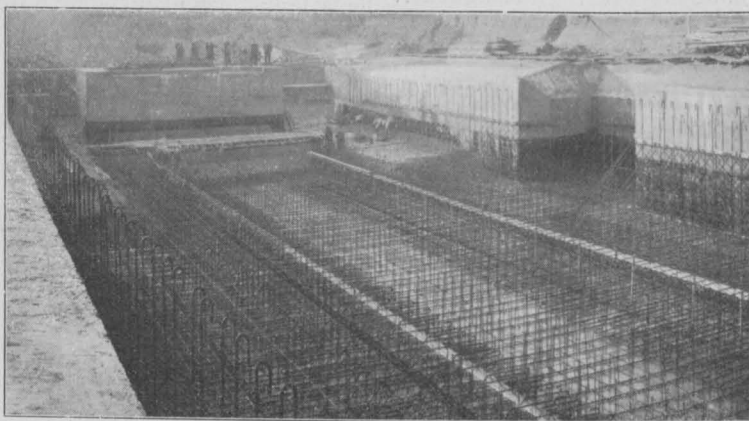


Abbildung 27. Bewehrung der Schleusensole.

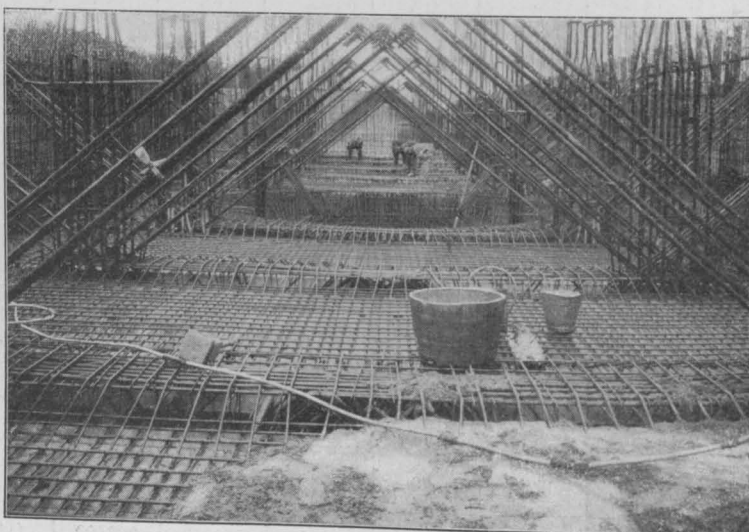


Abbildung 28. Eisenbewehrung des Trichters und der Sohle der 3. südwestlichen Sparkammer der Schachtschleuse.

Anwendung des Eisenbetons beim Bau des Ems-Weser-Kanales.

Vermischtes.

Sonder-Ausstellung des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ auf der Internationalen Baufach-Ausstellung in Leipzig 1913. Der „Deutsche Ausschuss für Eisenbeton“, der i. J. 1906 gegründet worden ist mit der Aufgabe, die Wirkungsweise des Eisenbetons theoretisch und durch Versuche an Eisenbetonkörpern zu ergründen und Vorschriften für die Ausführung von Eisenbetonarbeiten auszuarbeiten, die den Regierungen der deutschen Bundesstaaten dann zur allgemeinen Einführung empfohlen werden sollen, hat in Leipzig in der Halle des „Deutschen Beton-Vereins“ eine interessante Sonder-Ausstellung veranstaltet, die ein übersichtliches Bild gibt von der umfassenden und wertvollen Tätigkeit dieses Ausschusses, dem bisher für seine Arbeiten ein Betrag von 926 000 M. zur Verfügung gestellt worden ist. Davon ist etwa die Hälfte durch das Reich und den preuß. Staat, die andere Hälfte vorwiegend durch den „Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ und den „Deutschen Beton-Verein“ aufgebracht worden. Ausgegeben sind bisher für die Versuche 380 000 M. Ueber die Versuche sind bisher 26 umfangreiche Berichte erstattet und mit zahlreichen Abbildungen und umfangreichen Tabellen im Druck erschienen. Aus diesen Berichten werden für den praktischen Gebrauch kurze Auszüge hergestellt und veröffentlicht, die nur das Wesentlichste enthalten. Bisher ist nur der erste dieser Auszüge erschienen, der den Gleitwiderstand behandelt.

In der Ausstellung sind nun die sämtlichen Veröffentlichungen ausgelegt, außerdem aber sind größere Abbildungen und Tafeln, welche die Versuchs-Durchführung und deren Ergebnisse wiedergeben, sowie Versuchskörper, welche in besonders charakteristischer Weise das Ergebnis der Untersuchungen veranschaulichen, ausgestellt. Die Gegenstände sind geordnet nach den bei der Durchführung der Versuche beteiligten Materialprüfungs-

Anstalten, ein übersichtlicher Sonder-Katalog gibt über jedes Objekt kurze Angaben.

Die Ausstellungsgegenstände geben Aufschluß über das Verhalten von Eisenbeton-Konstruktionen aus Beton verschiedener Zuschläge im Feuer und beim Ablöschen, über das Verhalten von Beton im Moorwasser, Rostschutz des Eisens in verschiedenen Mörteln und im Mauerwerk, über Festigkeit von Eisenbetonsäulen verschiedener Bewehrungsweise mit und ohne Köpfe und über verschiedene Eigenschaften des Stampfbetons (Material-Prüfungsamt Berlin - Lichterfelde). Ein interessantes Kapitel bilden die Versuche über den Einfluß der Elektrizität auf Eisenbeton, über elektrolytische Zersetzungen des bewehrten Betons, über Wirkung von Blitzschlägen auf Eisenbeton (Material-Prüfungsanstalt Darmstadt). Von großer Wichtigkeit sind die Versuche über Zugelastizität und Zugfestigkeit des Betons, über Widerstandsfähigkeit von Beton und Eisenbeton gegen Verdrehung und die umfangreichen Versuche mit Eisenbetonbalken namentlich zur Bestimmung des Gleitwiderstandes, des Einflusses der Hakenform der Eiseneinlagen, zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit verschiedener Bewehrungen gegen Schubkräfte (Stuttgart). Dasselbe Material-Prüfungsamt stellt auch Probekörper über Platten-Versuche aus, über die bisher Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses noch nicht erschienen sind. Die letzte Gruppe der Ausstellungsgegenstände schließlich (Dresden) betrifft namentlich Dauerversuche mit wechselnder Belastung von Plattenbalken, Versuche über den Einfluß von Erschütterungen beim Erhärten des Betons usw. —

Inhalt: Anwendung des Eisenbetons beim Bau des Ems-Weser-Kanales. (Schluß). — Versuche mit Eisenbeton-Säulen. (Schluß). — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.